



Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Heft 71 · Jahr 2006

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Kommissionsverlag:
Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide i. Holstein
Druck: Boyens Offset

ISSN 0452-7739
ISBN 978-3-8042-1062-2

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

AHRENDT, KAI, Büro für Umwelt und Küste Kiel, Steinstr. 25, 24118 Kiel, Kahrendt@iczm.de; BORK, INGRID, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, Bernhard-Nocht-Str. 78, 20359 Hamburg, bork@bsh.de; CHRISTIANSEN, HERMANN, Pappelweg 30, 21244 Buchholz, hermann.christiansen@gmx.de; DIETRICH, REINHARD, Technische Universität Dresden, Georg-Behr-Str. 7, 01062 Dresden, dietrich@ipg.geo.tu-dresden.de; EPEL, DIETER, Auf dem Graben 3, 79219 Staufen; GROSSMANN, IRIS, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht; GURWELL, BIRGER R., Staatliches Amt für Umwelt und Natur Rostock, Erich-Schlesinger-Str. 35, 18059 Rostock, Birger.gurwell@staunhro.mv-regierung.de; HEIPKE, CHRISTIAN, Leibniz Universität Hannover, Institut für Photogrammetrie und GeoInformation, Nienburger Straße 4, 30167 Hannover, heipke@ipi.uni-hannover.de; JENSEN, JÜRGEN, Universität Siegen, Adolf-Reichwein-Straße 2, 57068 Siegen, jensen@fb10.uni-siegen.de; KAPITZA, HARMUT, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, harmut.kapitza@gkss.de; KOHLHASE, SÖREN, Universität Rostock, Justus-von-Liebig Weg 6, 18051 Rostock, soeren.kohlhase@uni-rostock.de; KORTENHAUS, ANDREAS, Technische Universität Braunschweig, Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig, A.Kortenhaus@tu-bs.de; KOZIAR, CHRISTIAN, Deutscher Wetterdienst, Kaiserleistraße 29/35, 63067 Offenbach, christian.koziar@dwd.de; MIEHLKE, OTTO, Schillerstraße 10B, 18119 Rostock-Warnemünde; MUDERSBACH, CHRISTOPH, Universität Siegen, Paul-Bonatz-Str. 9–11, 57068 Siegen, mudersbach@fb10.uni-siegen.de; MÜLLER-NAVARRA, SYLVIN, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie Hamburg, Bernhard-Nocht-Str. 78, 20359 Hamburg, mueller-navarra@bsh.de; NIEMEYER, HANZ-DIETER, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney, hanz-dieter.niemeyer@nlwkn-ny.niedersachsen.de; ONKEN, REINER, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, onken@gkss.de; PLESKACHEVSKY, ANDREY, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, Andrey.Pleskashevsky@gkss.de; PROBST, BERND, Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein, Mercatorstraße 3, 24106 Kiel, bernd.probst@mlur.landsh.de; PULS, WALTER, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, walter.puls@gkss.de; RENNER, VOLKER, Deutscher Wetterdienst, Kaiserleistraße 42, 63067 Offenbach, volker.renner@dwd.de; RICHTER, ANDREAS, Technische Universität Dresden, Georg-Behr-Str. 7, 01062 Dresden, richter@ipg.geo.tu-dresden.de; RIETHMÜLLER, ROLF, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, rolf.riethmueller@gkss.de; SANTEL, FOLKE, Universität Hannover, Nienburger Straße 1, 30167 Hannover, Santel@ipi.uni-hannover.de; SCHIMMELS, STEPHAN, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Leibniz Universität Hannover, Appelstraße 9a, 30167 Hannover, schimmels@hydromech.uni-hannover.de; SCHLEIDER, WILFRIED, Teltingweg 10, 26603 Aurich, w.schleider@nwn.de; VAESSEN, BERND, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, bernd.vaessen@gkss.de; VOLLMERS, HANS-JOACHIM, Schröderstr. 58, 69120 Heidelberg; VON STORCH, HANS, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, hvonstorch@web.de; WEISS, DIETRICH, Staatliches Amt für Umwelt und Natur Rostock, Erich-Schlesinger-Str. 35, 18059 Rostock; WITTING, MARKUS, Nds. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, An der Mühle 5, 26548 Norderney, markus.witting@nlwkn-ny.niedersachsen.de; WOTH, KATJA, GKSS Forschungszentrum Geesthacht GmbH, Max-Planck-Straße 1, 21502 Geesthacht, woth@gkss.de; ZIELKE, WERNER, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Leibniz Universität Hannover, Appelstr. 9a, 30167 Hannover, zielke@hydromech.uni-hannover.de.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg.

Vorsitzender des Kuratoriums: MR BERND PROBST, Mercatorstraße 3, 24106 Kiel
Geschäftsführer: Dr.-Ing. RAINER LEHFELDT, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Schriftleitung „Die Küste“: Dr.-Ing. VOLKER BARTHEL, Birkenweg 6a, 27607 Langen

Inhaltsverzeichnis

KAI AHRENDT Ein Beitrag zur holozänen Entwicklung Nordfrieslands	1
ANDREAS RICHTER , REINHARD DIETRICH, JENS WENDT Höhenänderungen im Küstenbereich der Ostsee	33
ANDREY PLESKACHEVSKY, DITER EPEL, HARTMUT KAPITZA, BERND VAESSEN BELAWATT I: Modellierung der seegangsinduzierten Energieeinträge in der Hörnumener Bucht	61
WALTER PULS, DIETER EPEL, HARTMUT KAPITZA, REINER ONKEN, ANDREY PLESKACHEVSKY, ROLF RITHMÜLLER, BERND VAESSEN BELAWATT II: Wie stark beeinflusst die hydrodynamische Belastung das Sediment- Regime und die Benthos-Lebensgemeinschaft im Hörnumener Tidebecken?	77
MARCUS WITTING, HANZ D. NIEMEYER Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf	93
JÜRGEN JENSEN, CHRISTOPH MUDERSBACH, SYLVIN MÜLLER-NAVARRA, INGRID BORK, CHRISTIAN KOZIAR , VOLKER RENNER Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintritts- wahrscheinlichkeiten der deutschen Nordseeküste	123
IRIS GROSSMANN, KATJA WOTH, HANS VON STORCH Localization of global climate change: Storm surge scenarios for Hamburg in 2030 and 2085	169
STEFAN SCHIMMEL, FOLKE SANTEL, WERNER ZIELKE, CHRISTIAN HEIPKE WAVESCAN – Automatisierte Erfassung und Modellierung von Brandungszonen auf Basis digitaler Bildsequenzen	183
SÖREN KOHLHASE Überlegungen zur Anlage von Sportboothäfen an sandigen Brandungsküsten	219
DIETRICH WEISS (†) Vorschlag zum Bau eines Wellenbrechers an der Niehäger Küste	241
WILFRIED SCHLEIDER Geographische Namen in den deutschen Küstengewässern	249
HANS-JOACHIM VOLLMERS 30 Jahre ‚Estuary Study Group‘	251
HERMANN CHRISTIANSEN, NINO OHLE Bericht zum 30. Treffen der Estuary Study Group	261
MARKUS WITTING Reisebericht Konferenz Coastlines, Structures and Breakwaters 2005	265
KORTENHAUS, PROBST Korrekturen zur EAK 2002, Die Küste, 65, 2005	267
OTTO MIEHLKE Nachruf Stigge	269
BIRGER GURWELL Nachruf Weiss	273

Ein Beitrag zur holozänen Entwicklung Nordfrieslands

Von KAI AHRENDT

Zusammenfassung

Für den Küstenabschnitt zwischen der deutsch-dänischen Grenze und einer Linie St. Peter-Ording–Garding–Katharinenherd–Husum wurden quali- und quantitative Untersuchungen über die postglaziale Sedimente und deren Kornverteilung durchgeführt. Ca. 19.000 Bohrdaten stand zur Verfügung, wovon ca. 6.500 für die weitere Auswertung berücksichtigt wurden. Die Geometrie des holozänen Akkumulationskeils wurde rekonstruiert. Mit den modernen EDV-technischen Hilfsmitteln wurde eine Gesamtbilanz des Sedimenteintrages in die Küstenregion erstellt. Des Weiteren wurden Massenbilanzen der granulometrisch unterschiedlichen Schichten der obersten drei Meter in einem ausgewählten Wateinzugsgebiet erstellt. Hieraus wurden Massenbilanzen erstellt, die es erlauben, die Sedimente nach Menge und Korngröße zu beurteilen. Anschließend wurde anhand von morphodynamischen Stabilitätskriterien die benötigten und freizusetzenden Sedimentmengen für die Aufrechterhaltung unterschiedlicher morphologischer Bereiche ermittelt. Als Ergebnisse können festgehalten werden:

- Die Volumenentwicklung des holozänen Akkumulationskeils von –20 m NN bis –5 m NN folgt einer logarithmischen Entwicklung (mit Ausnahme des Bereiches zwischen –10 m NN und –8 m NN);
- Maximal 10 % des holozänen Sedimentes stammen aus Erosion innerhalb des Untersuchungsraumes, d.h., 90 % müssen von außen (Nordsee) eingetragen worden sein;
- Die Entwässerung des Bereiches südlich einer Grenze Amrum–Föhr–Festland ist bis zur Tiefenlinie von ca. –6 m NN (ca. 5.000 v. Chr.) nach Westen verlaufen. Erst anschließend fand eine Entwässerung nach Norden statt;
- Hinweise auf eine glaziale Barriere im Bereich Amrum–Süderoog–Eiderstedt konnten nicht erbracht werden;
- Ca. 33 % des holozänen Sedimentvolumens sind eingedeicht und damit dem Sedimenthaushalt entzogen;
- Aus interner Umlagerung ständen genügend Sedimente für das Mitwachsen des Wattenmeeres zur Verfügung, was jedoch zu einer Versteilung des Reliefs führen würde mit einer Vergröberung der Kornzusammensetzung;
- Ein nennenswerter Sedimenteintrag von See her wird nicht mehr erwartet, da dort kaum noch Sedimente zur Verfügung stehen;
- Mittelfristig wird sich der heutige Charakter des Wattenmeeres ändern. Dabei wird sich das Verteilungsmuster der EU- und Sublitoralfächen verändern. Außerdem wird sich das Ökosystem in Richtung auf eine Sandfauna verschieben;
- In nicht eingedeichten Bereichen ist eine Vergröberung des Sedimentes im obersten Meter festzustellen, welches auf eine Verarmung an Feinkorn hinweist, was wiederum zu einer Habitatveränderung im Wattenmeer führt.

Der vorliegende Beitrag stellt die Ergebnisse des KFKI-Forschungsvorhabens „Sedimentinventar Nordfriesisches Wattenmeer“ (03KIS037) in zusammenfassender Form dar. Das Projekt wurde vom 1.7.2002 bis 30.5.2005 am GKKS-Forschungszentrum durchgeführt. Der Dank gilt dem Projektträger und dem BMBF für die finanzielle Unterstützung des Projektes sowie der konstruktiven Beratergruppe.

Summary

The sediment distribution and the postglacial sediment accumulation in the North Frisian Wadden Sea were analysed. The last 8000 years of the geological development was lighted on base of 6.000 (ca. 19.000 complete) boreholes in high resolution. The geometry of the Holocene accumulation wedge was reconstructed. This great amount of boreholes allowed an estimation of

the amount of eroded and resettled sediment in quality (grain size) and quantity. On base of modern computer-technic a balance of eroded/accumulated sediments was calculated. Additional the granulometric sediment distribution of the upper 3 m, in 1 meter interval, was determinated. On basis of morphological stability criteria the amount of discharged material and the amount of required sediment for the maintenance of the stability of different units in the Wadden Sea (i. e. sandflat, mixed flat, mudflat) in the case of a sealevel rise where estimated and the availability was calculated. Different sealevel rises were considered.

The raw data where the official topographic data from Schleswig-Holstein, topographic data of the Wadden Sea from the LANU and the ALR. The topographical data where available in digital format. A 50 × 50 m grid was calculated on basis of this data. Geological information where available only on paper. 6.000 of 19.000 boreholes where digitised and recorded by specific software.

The results are:

- *the Holocene volumetric development follows a logarithmic trend, with the exception of the region between –10 m NN and –8 m NN (German ordnance datum)*
- *maximal 10 % of the Holocene sediments come from internal erosion, 90 % came from outside (mostly from the North Sea)*
- *the dewatering southerly of a border Amrum–Föhr–mainland up to –6 m NN (ca. 5.000 BC) follows a westerly direction. After 5.000 BC the dewatering is North-West bonded*
- *a hint of a barrier in the area Amrum–Süderoog–Eiderstedt was not found*
- *ca. 33 % of the Holocene sediments are damped up and not available for remobilisation*
- *There is enough sediment inside the system for a growing of the higher part of the Wadden sea following a rising sea level. This leads to a steepening of the relief and to coarser sediment*
- *No appreciable import of sediment from the North Sea is expected because there is no available sediment*
- *The stability of the Wadden Sea is endangered in mid term, the ecosystem will evolve to a sand fauna and the distribution of eu- and sublitoral will change*
- *In the non-dyked areas the a coarsening from the lower to the upper region (first meter) can be identified.*

I n h a l t

1. Einleitung	3
2. Kurzer Abriss der holozänen Entwicklung	3
3. Verwendeter Datenbestand.	5
4. Vorgehensweise	6
5. Auswertung	9
5.1 Digitale Erfassung	9
5.2 Erstellung des digitalen Geländemodells	9
5.3 Ermittlung der Holozänbasisfläche.	12
5.4 Ermittlung der Geländeoberfläche zu Beginn der nacheiszeitlichen Transgression . .	13
5.5 Ermittlung der Sedimentzusammensetzung der obersten drei Meter	16
6. Ergebnisse	20
7. Diskussion.	27
8. Schriftenverzeichnis	31

1. Einleitung

Kenntnisse der Sedimentdynamik vor der deutschen Nordseeküste sind von grundlegender Bedeutung für Maßnahmen des Insel- und Küstenschutzes sowie für die Stabilität des Wattenmeeres. Die Veränderungen des Meeresbodens resultieren aus dem Zusammenspiel von Sedimentverfügbarkeit und Energiespektrum aus Strömung und Welle, d.h. es muss umlagerungsfähiges Lockersediment in ausreichender Menge und Zusammensetzung vorhanden sein, um unter entsprechenden hydrodynamischen Bedingungen morphologische Strukturen aufbauen bzw. erhalten zu können. Dieses Formeninventar wird von Umlagerungsprozessen auf unterschiedlichen Zeitskalen gesteuert.

Im Unterschied zu dem ostfriesischen Küstenbereich (HOSELMANN u. STREIF, 1997, 1998) spielen hochaufragende glaziale und tertiäre Sedimentkörper in Nordfriesland eine wichtige Rolle in den postglazialen Sedimentationsabläufen. An der nordfriesischen Außenküste herrschen im Gegensatz zur niedersächsischen Küste klastische Sedimentserien vor. Es wurde erwartet, dass der von STREIF (1990) für die niedersächsische Küste postulierte „Bulldozer-Effekt“ (Sedimenttransport von der Nordsee durch die Wellenkraft Richtung Land) für das nordfriesische Wattenmeer nur bedingt zutrifft.

Weit zuverlässiger als kleinräumig oder über kurze Zeitspannen erfasste Messdaten gestatten Langzeitbilanzen eine Einschätzung der Auswirkungen des vermuteten Treibhauseffekts, der wahrscheinlich eine Beschleunigung des Meeresspiegelanstieges nach sich zieht, auf die Stabilität bzw. Anpassungsfähigkeit des Systems Küste. Zudem schafft der Gezeitenhub morphologische Großformen, die an gewisse Korngrößenspektren gebunden sind (HAYES, 1979; EHLERS, 1988). Sind diese Korngrößen nicht vorhanden, kann sich zwangsläufig kein neues Gleichgewicht einstellen. Dasselbe gilt für die Sedimentmengen für das Mitwachsen der Wattflächen bei einem beschleunigt steigenden mittleren Meeresspiegel.

Das Untersuchungsgebiet reicht von der Geestkante im Osten bis zur deutsch-dänischen Grenze, der Außenküste der nordfriesischen Inseln und Außensände (bzw. der –10 m Tiefenlinie) bis nach Eiderstedt bis zur Grenze der Nehrungshaken Katharinenherd–Garding–Tating–St. Peter-Ording (Abb. 1).

2. Kurzer Abriss der holozänen Entwicklung

Die sedimentologisch-morphologische Ausgangslage für die natürliche Gliederung Nordfrieslands wurde in der Saale-Eiszeit geschaffen. So wurden im Westen die Moränenkerne von Sylt, Amrum und Föhr sowie relativ hochaufragende sandige Geestsedimente zwischen Amrum und dem Gebiet der heutigen Außensände bis nach Eiderstedt abgelagert. Die weiter westlich gelegenen Mergel- und Sandablagerungen sind heute überwiegend abgetragen. Im Osten bilden die Lecker-, Bredstedter und Husumer Geest die Beckengrenze. Zwischen diese eiszeitlichen Ablagerungen transgredierte vor ca. 128.000 bis 117.000 Jahren das Eem-Meer. In der nachfolgenden Weichseleiszeit, die ihre Geschiebemergelablagerungen weiter im Osten hinterließen, flossen die Schmelzwässer vor allem durch die Schleswiger Vorgeest und die Treene-Eiderniederung nach Westen ab. Sie benutzten teilweise die vorgefundene Eem-Bucht zur Entwässerung zur Nordsee und hinterließen Sanderflächen unterschiedlicher Mächtigkeit. Mit dem weiteren Abschmelzen des Eises stieg der Meeresspiegel rasch an, und die Nordsee stieß immer weiter nach Osten vor. Zu Beginn der Transgressionsphase entstand in der vermoorten Oberfläche der Basaltorf. Danach wurde über der allmählich „ertrinkenden“ Pleistozänlandschaft mächtige holozäne Küstensedimente akkumuliert.



Abb. 1: Übersicht über das Untersuchungsgebiet

Im Bereich der „nordfriesischen Rinne“ kann dieser Sedimentkörper Mächtigkeiten von einigen Zehner Metern (max. Endtiefe –23,8 m NN) erreichen. Gegen die östlich gelegene Geestkante keilt dieser Sedimentkörper allmählich aus. Der Anstieg des Meeresspiegels erfolgte zunächst sehr rasch (bis zu 2 m/Jahrhundert). Ab 5.000 v. Chr. nahm die Anstiegsgeschwindigkeit jedoch merklich ab. Zeitweilig kam es zu see- und landwärtigem Verschieben der Küstenlinie. Dabei bildeten sich Torfe im Wechsel mit brackischen und lagunären Schluffen und Tonen. Saale-eiszeitliche Geestkerne westlich von Sylt, Amrum, nordwestlich Eiderstedt und daran anschließende Nehrungen (ab ca. 5.000 v. Chr. mit Verlangsamung des Meeresspiegelanstieges) schützten zeitweise den Bereich der heutigen Wattgebiete vor dem direkten Angriff des Meeres. So kam es im Schutze dieser Geestkerne und Nehrungen zu Stillwasserablagerungen, anderenorts entstanden Serien klastischer Sedimentwechsellagerungen aus Ton-Silt und Sand. Vollmarine Ablagerungen zeugen von temporären Meereseinbrüchen in diesen Raum.

Im ersten Jahrtausend nach Chr. kam es immer öfter zu Überflutungen. In dieser Zeitspanne begann der Mensch bereits massiv in den Naturraum einzugreifen. Erosionsprozesse traten in den Vordergrund.

Um 1000 n. Chr. begannen die Menschen das Land teilweise zu bedeichen, zu entwässern und zu kultivieren. Diese Areale wurden dann in großen Teilen durch die verheerende Sturmflut von 1362 überflutet. Das Meer drang damals bis an den Geestrand vor und lagerte die junge Marsch über dem Torf ab. Dieser tief gelegene Bereich bot nun gute Voraussetzungen für die Salzwiesenbildung (KÖNIG, 1987), so dass in Teilbereichen eine sehr schnelle Wiederbedeichung erfolgen konnte.

Ein weiterer gravierender Einschnitt in das Landschaftsbild erfolgte durch die Sturmflut von 1634. Durch diese Sturmflut wurden erneut große Teile Nordfrieslands überflutet, die in der Folgezeit teilweise jedoch wieder eingedeicht werden konnten. Die großen Prielsysteme, die bei dieser Sturmflut entstanden, bestimmen heute noch das Bild des Wattenmeeres.

3. V e r w e n d e t e r D a t e n b e s t a n d

Für die Rekonstruktion der Holozänbasisfläche sowie die weitere geologische Entwicklung des Raumes wurden folgende Unterlagen verwandt:

- aktuelle Höhendaten
- Bohrdaten
- Karten und Tiefenpläne und
- geologische Profile.

Die wichtigste digital verfügbare Datenbasis für die heutige Topographie bildete das Allgemeine Liegenschaftskataster (ALK) mit einer Auflösung von $10\text{ m} \times 10\text{ m}$ und einer Höhengenaugkeit von $\pm 10\text{ cm}$ sowie die ATKIS-Daten des Landes Schleswig-Holstein.

Für die Wattbereiche konnte auf das digitale Geländemodell des nordfriesischen Wattenmeeres des LANU zurückgegriffen werden. Dieses Geländemodell liegt als ARC/INFO-GRID in einer Maschenweite von $50\text{ m} \times 50\text{ m}$ vor und bezieht sich wie das terrestrische Höhenmodell von NF auf das Gauß-Krüger-Koordinatensystem. Das Geländemodell umfasst den gesamten nordfriesischen Wattenmeerraum und wurde durch Krigging-Interpolation, unter zugrundelegen der Höheninformationen folgender Kartenwerke erstellt (SPIEGEL 1997, S. 22):

- KFKI (Kuratorium für Forschung und Küsteningenieurswesen) Küstenkarten 1:25.000 von 1976/78
- dänische Wattkarten 1:10.000 von 1976
- deutschen Wattkarten 1:10.000 aus den siebziger Jahren.

In dieses Geländemodell wurden aktuelle digitale Daten des ALR Husum aus dem Raum Sylt/Amrum, Eiderstedt, Pellworm und Föhr aus den Jahren 1999 bis 2002 integriert.

Auskunft über die Mächtigkeit und den internen Aufbau des holozänen Akkumulationskeils lieferten 18.848 Bohrungen des LANU. Hinzu kommen die Daten des ALR und der Universität Kiel. Die größte Datendichte ist auf dem Festland sowie den Inseln und Halligen vorhanden. Im Mittel sind dies für eine TK 25 ca. 850 Bohrungen. Nur an der westlichen Begrenzung des Untersuchungsgebietes liegt die Dichte der Bohrungen darunter.

Die Kernbeschreibung erfolgte überwiegend durch anerkannte Wissenschaftler der „Forschungsstelle Westküste“ (aufgegangen im ALR) sowie des LANU. Sie bieten eine verlässliche Grundlage für die stratigraphischen Einstufung. Pollenanalytische und mikropaläontologische Untersuchungen standen bei der zeitlichen Einstufung im Vordergrund. ^{14}C -Altersdatierungen wurden nur in Einzelfällen durchgeführt.

Die Bohrdaten des ALR werden in Aktenordnern verwaltet. Insgesamt wurden aus dem ALR-Archiv 3.993 Bohrdaten ausgewertet. Die meisten der Bohrergebnisse wurden

von höchst erfahrenen Geologen wie K. GRIPP, W. G. SIMON und E. DITTMER bearbeitet.

Sämtliche Bohrdaten des ALR liegen analog vor und sind in die TK 25 eingetragen und mit Koordinaten versehen. Die Lagegenauigkeit beträgt ± 10 m. Es finden sich hier unter anderem detaillierte Angaben über Schichteinteilung, Schichtbeschreibungen, eingemessenen Standort (in Gauß-Krüger- und UTM-Koordinaten), Bohransatzhöhe sowie den Grund der Bohrerkundung und das ausführende Bohrunternehmen wieder. Allerdings fehlten bei diversen Datensätzen für diese Arbeit wichtige Informationen, und zwar hinsichtlich der nivellierten Ansatzhöhe des Bohrstandorts und z. T. der geologischen Zuordnung der einzelnen Schichten.

Ein weiterer Bohrdatenbestand bildet das Bohrkataster des Instituts für Ur- und Frühgeschichte der Universität Kiel. Die seitens Dr. D. HOFFMANN zur Verfügung gestellten Bohrdaten weisen mit insgesamt 2.360 Datensätzen den größten zusammenhängenden Anteil des gesamten Bohrdatenbestandes auf. Hierbei handelt es sich um Ergebnisse aus Untersuchungen des Küstenholozäns zwischen Sylt und Föhr. Diese Arbeiten wurden in den Jahren zwischen 1965–1968 sowie 1970–1974 durchgeführt und umfassen die geologischen Erkundungen sowohl der Sylter Marsch als auch des Wattbereiches der Rantumer Bucht. Diese Daten wurden bereits von PESCH (2000) digital erfasst.

Im LANU liegen keine originalen analogen Bohrprotokolle mehr vor. Die Bohrprotokolle sind verfilmt worden und werden im Landesarchiv in Schleswig gelagert. Das LANU unterscheidet auf Grundlage der Lagegenauigkeit zwischen Bohrungen, die auf der TK 25 verzeichnet werden, und welchen, die auf die DGK5 eingetragen werden. Letztere sind im Gelände genau eingemessen worden. Vielfach wurden die Bohrungen von Dr. TEMMLER, LANU, direkt bearbeitet oder aber die vorhandenen Bohrprotokolle wurden von ihm akribisch überarbeitet. Neben den Bohrprotokollen sind dazugehörige Gutachten analog vorhanden, die ebenfalls zur Auswertung zur Verfügung standen. Abb. 2 zeigt ein Beispiel von im LANU vorhandenen Bohrprotokollen. Die Daten des ALR und des LANU sind vielfach identisch, jedoch im LANU größtenteils überarbeitet wurden.

Zusammen mit den Bohrdaten bildeten thematische Karten einen weiteren Teil des Datenbestandes. Hierbei handelt es sich um Karten aus Veröffentlichungen, Berichten des ALR, zahlreiche Gutachten des LANU und Arbeitskarten des Instituts für Geowissenschaften, des geographischen Instituts und des Instituts für Ur- und Frühgeschichte der Universität Kiel. Der Gesamtdatenbestand beläuft sich auf über 20.000 Bohrungen.

4. V o r g e h e n s w e i s e

Neben der Überführung der analogen in digitale Informationen spielte vor allem die Einpassung sämtlicher geologischer Daten in ein gemeinsames Koordinatensystem eine große Rolle. Die Erstellung der Holozänbasisfläche wie auch die Rekonstruktion der geologischen Entwicklung konnten erst auf der Basis eines georeferenzierten Datenbestandes erfolgen. Da bis auf wenige Ausnahmen alle geologischen Daten im Gauß-Krüger-Meridianstreifensystem vorlagen, wurden alle Informationen auf dieses Koordinatensystem bezogen.

Die aus der Bohrdatenbank exportierten Tabellen bildeten den wichtigsten Teil des in die Interpolationsberechnungen eingehenden Datenbestandes. Bevor die Daten digital erfasst werden konnten, waren z. T. umfangreiche Vorarbeiten notwendig, da möglichst alle Datensätze berücksichtigt werden sollten. So wurden als erstes die Unterlagen hinsichtlich ihrer Qualität überprüft und fehlende Angaben ergänzt. Als vollständig galten nur Daten-

Schichtenverzeichnis				1517/4
Ort: Pellworm, Wattenmeer 107/75 -P-				Seite 14
Bohrung / Schürf Nr.				2. Blatt 3-4
Mächtigkeit in m	Entnommene Proben		A1) Benennung und Beschreibung der Schicht	
	Nr.	Tiefe	A2) Ergänzende Bemerkung	
<u>S 18</u> 4				- 0,41 NN
0,00 - 5,00	1	2,50	Ton, schwach-schluffig , ^{schwach} organisch, ^{sehr schwach schluffig mit} sehr schwach feinsandig, Feinsandstreifen, Muschelreste, breiig, ^{mit} feucht, grau, (Klei mit Wattsandstreifen)	
5,00 - 11,10	2	8,00	Feinsand, Kleilagen, Muschelreste, mitteldicht, feucht grau, ^{kalzig} (Wattsand mit Kleilagen ~ 3 : 1)	
11,10 - 12,50	3	12,00	Feinsand, sehr-schwach mittelsandig, ^{schwach} Muschelreste, ^{mitteldicht} feucht, grau, (Wattsand)	
12,50 - 16,80	4	15,00	Ton, schwach-schluffig , ^{etwas schluffig} organisch, ^{einzelne} Feinsandstreifen, Muschelreste, ^{kalzig} weich bis steif, feucht, grau, (Klei)	
16,80 - 25,00	5	18,00	Feinsand, ^{sehr} schwach mittelsandig,	
	6	21,00	dicht , feucht, gelb ^{bräunlich grau, kalzig}	
	7	24,00		
<u>S 17</u> 3				- 0,33 NN
0,00 - 5,50	1	2,50	Ton , ^{schwach schluffig} schwach-schluffig , ^{organisch} organisch, ^{sehr} schwach feinsandig, Feinsandstreifen, Muschelreste, ^{breiig} feucht, grau, ^{kalzig} (Klei mit Wattsandstreifen)	
5,50 - 11,50	2	8,00	Feinsand, ^{mitteldicht} Kleilagen, Muschelreste, ^{feucht} grau, ^{kalzig} (Wattsand mit Kleilagen ~ 3 : 1)	
11,50 - 12,80	3	12,00	Feinsand, sehr-schwach mittelsandig, ^{schwach} Muschelreste, ^{mitteldicht} feucht, ^{kalzig} grau, (Wattsand)	
12,80 - 17,00	4	15,00	Ton, schwach-schluffig , ^{organisch} organisch, ^{einzelne} Feinsandstreifen, Muschelreste, ^{weich} bis steif, feucht, ^{grau, kalzig} (Klei mit Wattsandstreifen)	
17,00 - 25,00	5	19,00	Feinsand, ^{sehr} schwach mittelsandig,	
	6	22,00	dicht , feucht, gelb ^{bräunlich grau, kalzig}	
	7	24,50		

Abb. 2: Ein von Dr. TEMMLER überarbeitetes Protokoll des LANU mit persönlichen Ergänzungen und Hervorhebungen

sätze, die die für das Erstellen der Holozänbasisfläche notwendigen Informationen beinhalten. Das waren:

- Gauß-Krüger Koordinatenangaben
- Angabe der Bohransatzhöhe auf NN bezogen oder auf NN umrechenbar
- petrographische Beschreibung
- stratigraphische Einstufung
- sowie die für die Ermittlung der Basisfläche notwendige Endtiefe.

Aufgrund der Tatsache, dass die Daten im ALR analog vorlagen und diese nicht erst reproduziert werden mussten, wurde im ersten Schritt auf diese Daten zurückgegriffen. Ein weiterer Vorteil war, dass in den Bohrprotokollen bereits die Koordinaten eingetragen waren. Grundlage für die Koordinatenermittlung bzw. die Visualisierung der Bohrlokation ist im ALR die TK 25 (1:25.000). Die Lagegenauigkeit der angegebenen Bohrlokation beträgt ± 10 m. Teilweise waren jedoch die original eingemessenen Koordinaten auf den Bohrprotokollen vorhanden. Daher wurden der komplette Datenbestand sowie die Lagekarten im ALR kopiert und für die weitere Bearbeitung ins eigene Büro überführt. Dies war arbeitsaufwendig, hatte aber den Vorteil, dass zu jeder Zeit auf die Originaldaten zurückgegriffen werden konnte, was sich für das vorliegende Projekt als unverzichtbar herausstellte.

Die Daten des LANU werden auf Mikrofilm vorgehalten, die Originale im Landesarchiv in Schleswig gelagert. Dies bedeutet, dass Kopien nicht direkt vom Original vorgenommen werden konnten. Ferner arbeitet das LANU auf zwei Maßstabsebenen. Für nicht eingemessene oder ungenaue Koordinaten dient die TK 25 als Grundlage. Für eingemessene Bohrungen bildet die DGK 5 die Basis, wobei sämtliche Bohrungen in diesen Karten vermerkt sind. Daher wurden alle TK's und DGK's im LANU kopiert und ins Büro überführt. Hier wurden analoge Listen der Bohrungen aufgestellt, die für die weitere Bearbeitung näher ausgewertet werden sollten. Kriterien waren:

- Ausschluss von Bohrungen „Punktwolken“
- Entfernungstoleranz >100 m
- Bei Deichtrassen keine Bohrungen durch den Deichkörper, wenn andere zur Verfügung standen.

Nach dieser Vorauswahl wurden die verfilmten Bohrdaten unter dem Sichtgerät im LANU auf ihre Aussagekraft hin bewertet. Bei „Punktwolken“ wurden die tiefsten Bohrungen ausgewählt und die anderen verworfen. Anschließend wurden die ausgewählten Bohrungen auf Papier reproduziert und zur weiteren Bearbeitung ins eigene Büro überführt. Hier wurden die Daten überarbeitet und fehlende Informationen ergänzt. Fehlende Koordinaten wurden je nach Lagegenauigkeit der TK 25 (± 10 m) oder DGK5 (± 1 m) entnommen. Fehlende Ansatzhöhen wurden ebenfalls diesen Karten entnommen, soweit möglich aus der DGK5.

Qualitätsmerkmale waren die Angabe der Lage im Gelände sowie deren Ermittlung, die Angabe des Höhenansatzpunktes sowie dessen Ermittlung, das Erreichen der Holozänbasis, die Qualität und Auflösung der Schichtenbeschreibung sowie der Name des Bearbeiters. Nahezu alle Bohrungen wurden von fachlich anerkannten Geologen bearbeitet. Größtenteils wurden ältere Bohrungen auch noch von Dr. TEMMLER (LANU) überarbeitet, so dass eine qualitativ hochwertige Datenbasis vorhanden war.

Vielfach konnten Koordinaten und Ansatzhöhen auch den dazugehörigen Gutachten, die ebenfalls kopiert wurden, entnommen werden. Parallel wurden fehlende stratigraphische Einstufungen ergänzt, soweit dieses eindeutig möglich war. Ebenso wurde die petrographische Zusammensetzung der obersten drei Meter anhand der angegebenen Mächtigkeit (in Prozentangaben Sand, Anteil $< 63 \mu\text{m}$ und Torf) bestimmt. Anschließend wurden die Daten mit dem Datenerfassungsprogramm GeoDin digital aufgenommen.

Nachdem die digitale Erfassung im ersten Schritt abgeschlossen war, wurden die Daten geplottet und ein handgezeichneter Isolinenplan erstellt. Parallel wurden digitale Karten mit dem Programm SURFER8 erstellt. Anhand des jetzt vorliegenden Datenmaterials war es möglich, die holozäne Basis in den Bohrungen zu bestimmen, die vorher nicht eindeutig waren. Die Holozänbasis wurde dort angenommen, wo in den Profilbeschreibungen eine Schichtgrenze vermerkt war und wo Nachbarbohrungen eine eindeutige Zuordnung aufwie-

sen. Die analogen Karten wurden anschließend digitalisiert und der Datenbasis für die digitale Erstellung der Karten hinzugefügt.

In GeoDin wurde die Herkunft der Daten (Lagegenauigkeit, Ansatzhöhe, Höhe des Reliefs, Endteufe etc.) codiert sowie weitere Codierungen in der aus GeoDin exportierten Excel-Tabelle (Abb. 4) eingefügt. Dies sind vor allem Informationen zur Sedimentbeschaffenheit (Basissedimente, Torfe, Bodenbildung, Lithologisches Ordnungsprinzip, marine/nicht marine Basis etc.).

Als weiterer Schritt folgte die Variogrammanalyse als Grundlage für das Kriggingverfahren. Über das Kriggingverfahren wurde die Tiefenlage der Holozänbasis sowie die Verteilung der Sedimentzusammensetzung der obersten drei Meter ermittelt.

5. Auswertung

5.1 Digitale Erfassung

Nachdem sämtliche Bohrprotokolle soweit vorbereitet waren, dass alle notwendigen Stammdaten (i. e. Koordinaten, Ansatzhöhe, stratigraphische Einstufung) auf den Datenblättern eingetragen waren, konnte mit der digitalen Erfassung begonnen werden.

GeoDin stellt die in geologischen Landesämtern oder Äquivalenten üblicher Weise verwandte Software zur Verwaltung von Bohdaten dar. Unterschiede in der Anforderung an Nomenklatur, geologische Schlüssel oder geologische Besonderheiten der einzelnen Bundesländer sind bereits überwiegend in GeoDin berücksichtigt. Neben dBase und Access Datenbankformat beinhaltet GeoDin Datenaustauschroutinen zu ARC-GIS und SURFER. Daher wurde diese Software als Datenbank verwandt.

5.2 Erstellung des digitalen Geländemodells (DGM)

Für die Erstellung des digitalen Geländemodells wurden die Daten in ARC Info der offiziellen digitalen Geländeaufnahme des Landesvermessungsamtes Schleswig-Holsteins aus dem Gesamtcover SH als Punkt-Cover ($10\text{ m} \times 10\text{ m}$) extrahiert. Deiche wurden manuell entfernt. Zu diesem Punktcover wurden die offiziellen digitalen Daten der KFKI-Karte von 1974/76 (LANU-SH) des Wattenmeeres eingeladen. Teilbereiche wurden durch hochauflösende Vermessungen aus den Jahren 1996–2000, die vom ALR-Husum zu Verfügung gestellt wurden, ergänzt. Aus diesen Daten wurde ein $50\text{ m} \times 50\text{ m}$ Raster generiert (Abb. 5), welches somit gröber ist, als die Ursprungsdaten. Verständlicherweise weist das Variogramm daher eine optimale Form auf.

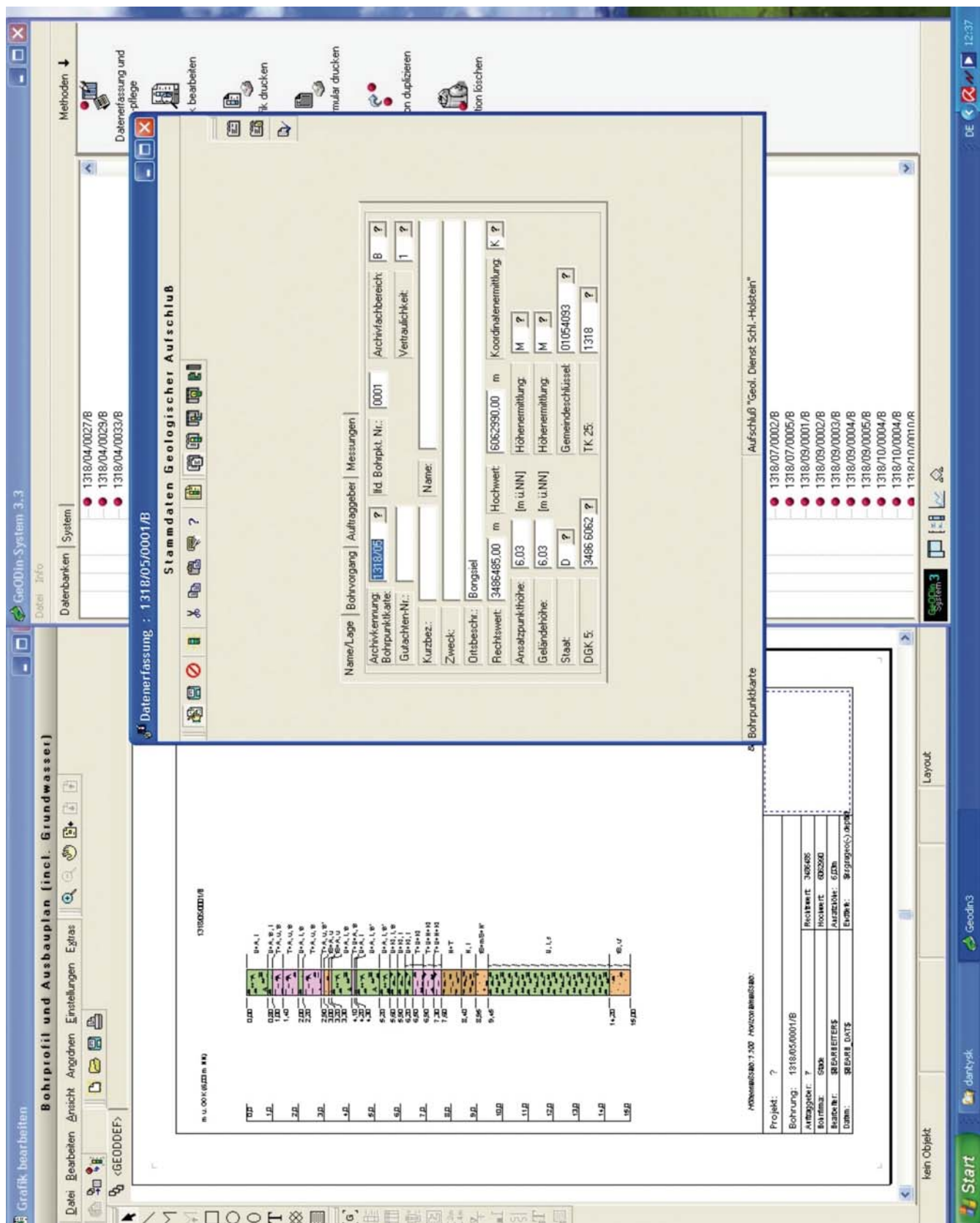


Abb. 3: Stammdateneingabemaske GeoDin

Microsoft Excel - endversion-qb-heute-update.xls																	
Datei Bearbeiten Ansicht Einfügen Format Extras Daten Fenster ? Acrobat PDF Creator																	
1238 = 0																	
A	B	C	D	E	F	G	H	I	O	P	Q	R	S	T	U	V	
1	Lfrnd	LOCID	XCOORD	YCOORD	ÄHOHE [m]	ETIEFE [m]	LONG NAME	qb-Basis [m]	K.ziffer Ansatz-höhe	2mS%	2mK%	2mO%	3mS%	3mK%	3mO%	Residuals qb-heute	Lithologie als Z
288	287	279	3454630	6081985	3,36	8,90	115/17/0059/	5,70	0	100	0	0	77	23	0	-0,00507036	X1
289	288	280	3455335	6081080	3,37	7,90	115/17/0060/	6,90	0	100	0	0	100	0	0	-0,05947258	X2
290	289	282	3454595	6080635	3,89	6,90	115/17/0062/	4,35	0	100	0	0	83	17	0	0,1004444	X1
291	290	285	3453020	6080535	1,53	3,90	115/17/0065/	3,60	0	1	99	0	14	86	0	0,06511626	X1
292	291	290	3454740	6081480	3,36	6,90	115/17/0071/	5,40	0	39	61	0	26	74	0	0,13407993	X1
293	292	293	3454885	6081765	3,95	7,90	115/17/0074/	6,78	0	0	100	0	0	97	3	-0,00396575	Y2T1
294	293	295	3454315	6080350	8,70	18,00	115/17/0003/	6,00	0	100	0	0	77	23	0	0,24419594	X1
295	294	296	3457135	6081455	-0,50	7,90	115/18/0006/	5,30	1	100	0	0	77	20	3	-0,04651552	Y2T1
296	295	297	3457425	6081865	-0,50	3,50	115/18/0007/	4,00	1	80	20	0	83	17	0	-0,34405895	X1
297	296	298	3457525	6081175	-0,50	8,00	115/18/0008/	4,50	1	75	25	0	83	17	0	-0,05396849	Y2T2
298	297	299	3457830	6081555	-0,50	6,00	115/18/0009/	4,00	1	100	0	0	80	0	20	-0,46583751	Y2T1
299	298	300	3456320	6081940	-0,50	8,20	115/18/0014/	4,70	1	100	0	0	100	0	0	-0,23024587	X1
300	299	302	3454260	6079990	3,50	12,50	115/23/0035/	3,20	1	100	0	0	100	0	0	0,07110273	X1
301	300	303	3454680	6079535	2,88	4,90	115/23/0037/	3,50	0	85	15	0	58	42	0	0,00325512	X1
302	301	304	3454020	6079850	1,46	4,90	115/23/0038/	4,42	0	50	50	0	33	67	0	-0,14414663	X1
303	302	305	3454820	6079095	1,44	3,90	115/23/0041/	3,00	0	87	13	0	92	8	0	0,07426362	X1
304	303	306	3454840	6079510	2,22	4,90	115/23/0042/	2,72	0	40	60	0	50	50	0	0,0406105	X1
305	304	307	3454820	6078615	1,70	7,90	115/23/0046/	6,34	0	90	10	0	93	7	0	-0,04648498	X1
306	305	308	3454390	6078180	3,07	7,90	115/23/0048/	6,54	0	100	0	0	100	0	0	0,0985324	X1
307	306	309	3454520	6078530	2,49	8,90	115/23/0050/	8,00	0	96	4	0	97	3	0	-0,1648272	X1
308	307	310	3454660	6077630	1,14	6,90	115/29/0038/	5,50	0	79	21	0	80	20	0	-0,01168334	X1
309	308	311	3454660	6076450	2,27	6,90	115/29/0041/	5,72	0	100	0	0	100	0	0	0,02679573	X1
310	309	312	3454605	6076710	2,39	6,90	115/29/0042/	5,73	0	100	0	0	95	5	0	0,03714368	X1
311	310	313	3453030	6076750	0,72	6,90	115/29/0048/	6,40	0	100	0	0	100	0	0	-0,09630844	X1
312	311	314	3455000	6076515	1,17	5,90	115/29/0049/	5,60	0	100	0	0	100	0	0	0,0457685	X1
313	312	315	3454870	6076145	1,18	6,90	115/29/0050/	5,90	0	100	0	0	83	17	0	-0,04805789	X1
314	313	316	3454910	6076975	1,04	5,90	115/29/0051/	5,90	0	100	0	0	92	8	0	0,0038455	X1
315	314	317	3454935	6075630	0,79	5,90	115/35/0037/	4,72	0	100	0	0	100	0	0	0,03763917	X1
316	315	318	3454905	6075375	1,56	5,90	115/35/0038/	5,34	0	100	0	0	100	0	0	0,02301349	X1
317	316	319	3454746	6074685	0,66	5,90	115/35/0039/	5,10	0	100	0	0	100	0	0	-0,03748704	X1
318	317	320	3454600	6074360	2,01	6,90	115/35/0040/	6,00	0	97	3	0	93	7	0	-0,01440958	X1
319	318	321	3454640	6074100	2,06	6,90	115/35/0041/	5,30	0	100	0	0	95	5	0	0,03272021	X1
320	319	322	3454930	6075030	1,69	5,90	115/35/0042/	5,58	0	100	0	0	93	7	0	0,01396276	X1
321	320	323	3454550	6074985	1,98	6,90	115/35/0043/	5,90	0	100	0	0	100	0	0	0,04177377	X1
322	321	180	3453890	6082695	-0,15	5,30	1115/90509/B	4,30	0	55	15	30	37	10	53	0,04576593	X2
323	322	324	3454427	6075293	3,06	20,00	1115/8016/B	8,15	0	92	0	8	95	0	5	-0,08230798	X3
alle end-residual damals1/																	

Abb. 4: Auszug aus der aus GeoDin Datenbank erzeugten Tabelle

5.3 Ermittlung der Holozänbasisfläche

Die Datenbasis für die Ermittlung der Holozänbasis ist auf dem Festland und den Inseln am dichtesten. Größere Datenlücken liegen nördlich des Hindenburgdammes sowie im Bereich Sylt-Ost, Föhrer Schulter und Friedrich-Wilhelm-Lübcke-Koog vor (Abb. 6). Aufgrund der unterschiedlichen Ziele der Bohrungen erreichen nicht alle die Holozänbasis (Abb. 7). Für Bohrungen, die eindeutig die Holozänbasis nicht erreicht haben, wurde die

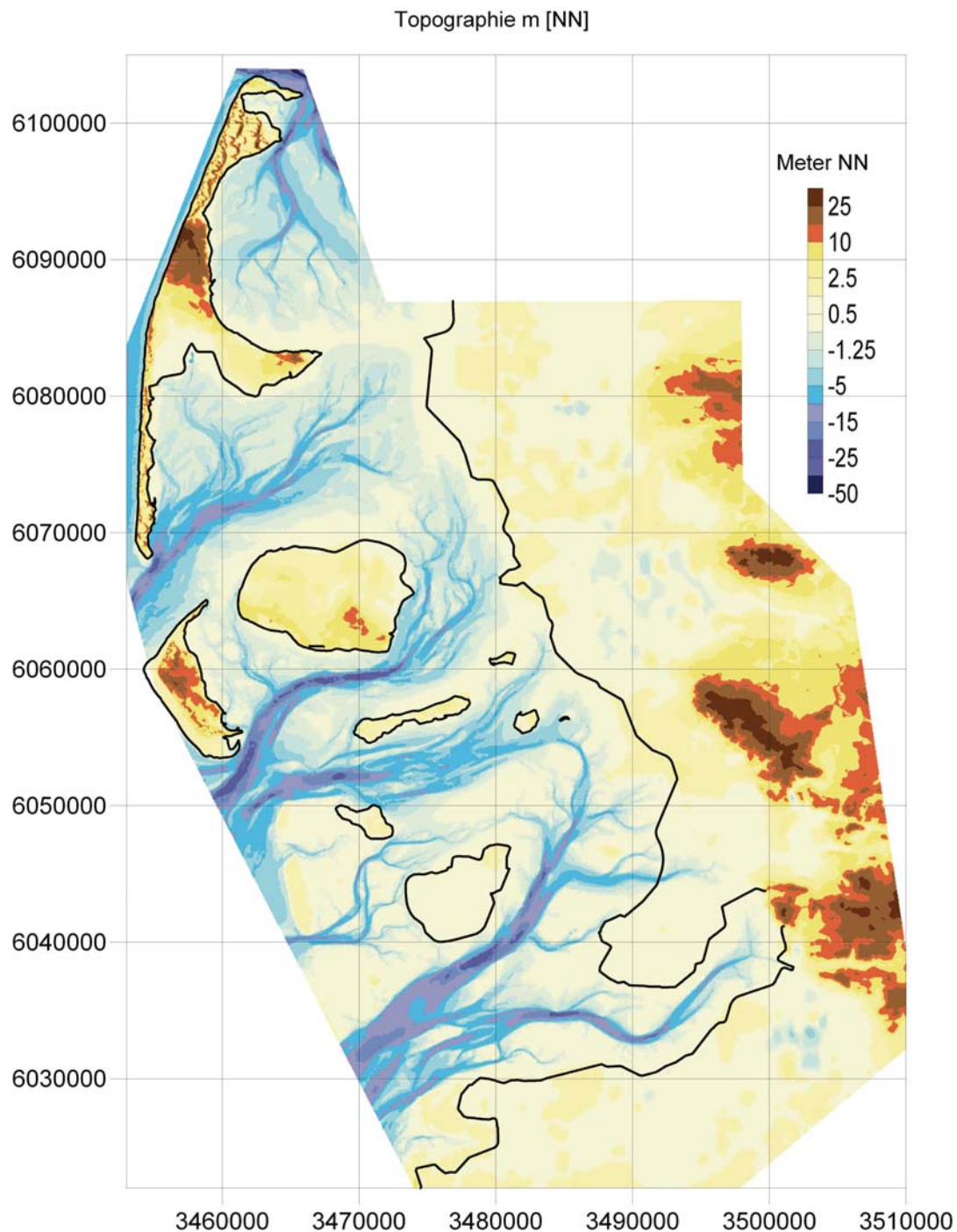


Abb. 5: DGM des Untersuchungsgebietes

Basis dort angenommen, wo sie in den nächstliegenden Bohrungen erreicht wurde bzw. es wurde anhand des vorgefundenen pleistozänen Reliefs eine nach geologischem Sachverstand plausible Tiefe angenommen. Für Bohrungen, die tief genug waren, aber bei denen keine eindeutige Grenze aus den Bohrprotokollen abgelesen werden konnte, wurde die Grenze dort angenommen, wo ein Fazieswechsel, also eine Schichtgrenze in einer plausiblen Tiefe ausgewiesen war.

Diese Tiefenangaben wurden als Punktcover geplottet und anschließend die Tiefenlinien per Hand eingezeichnet. Parallel wurde ein erstes Variogramm berechnet und auf dieser Basis die Tiefenlage der pleistozänen Oberfläche digital ermittelt. Ein Vergleich beider Darstellungen machte die offensichtliche Fehlinterpretation der digitalen Ermittlung der Holozänbasis deutlich. In diversen Iterationsschritten wurden Stützstellen gesetzt, bis die digital ermittelte Holozänbasis mit der analog ermittelten übereinstimmte. Das zugehörige Variogramm ist in Abb. 8 dargestellt.

Diese Daten stellen die Basis für die Ermittlung der Qualität der errechneten holozänen Basis dar. Für jeden dieser Werte wurde die Abweichung des rechnerisch ermittelten Wertes vom Originalwert bestimmt, die so genannten „Residuals“ (Abb. 9). Hierbei ergab sich eine maximale Abweichung von 3,2 m, allerdings bei einer mittleren Abweichung von nur $\pm 0,2$ m. Die Abweichung von 3,2 m des errechneten Wertes vom vorgegebenen liegt ganz am Rande des Untersuchungsgebietes im Listland.

5.4 Ermittlung der Geländeoberfläche zu Beginn der nacheiszeitlichen Transgression

Die heutige Geländeoberfläche konnte anhand der verfügbaren Daten erfolgreich rekonstruiert werden. Sie stellt aber das Ergebnis einer mehrere 1.000 Jahre andauernden Veränderung des Ausgangsreliefs dar. Für die Beurteilung von Sedimenteinträgen und Umlagerungen musste jedoch das pleistozäne Ausgangsrelief zum Zeitpunkt vor dem Eindringen des Nordseewassers rekonstruiert werden. Folgende Kriterien wurden für die Annahme einer nicht durch die Nordsee erodierten Geländeoberfläche getroffen:

- Bodenbildungshorizont; dieser häufig angetroffene Horizont stellt die postglaziale erste Bodenbildung durch Klimaerwärmung dar. Dieser Horizont wird von Geschiebeablagerungen oder fluviatilen Sedimenten unterlagert.
- Basaltorf; diese Ablagerung ist durch Stauwasser in Küstennähe oder aber in Senken ebenso durch Stauwasser entstanden, bevor die Nordsee diese Bereiche mit marinen Sedimenten überdeckte.
- stark humose Basissedimente; diese sind größtenteils mit Bodenbildungshorizonten vergesellschaftet. Größtenteils wird es sich hier um die Ansätze von Bodenbildungshorizonten handeln, die aber nicht als solche in der Kernansprache vermerkt sind.

Sämtliche Bohrungen wurden entsprechend den oben angetroffenen Schichten codiert und anschließend geplottet. Bohrungen, die die Holozänbasis nicht erreichten oder aber keinen der angesprochenen Horizonte aufweisen, wurden anhand benachbarter Bohrungen entsprechend in ihrem Höhengniveau einem plausiblen „Basis-Relief“ angeglichen (Abb. 10). Einschnitt durch tiefe Priele in die pleistozäne Basisfläche traten nur selten auf und wurden durch Stützwerte, die sich an benachbarten Bohrungen orientierten, angeglichen. Das weitere Vorgehen entspricht dem der Ermittlung der heutigen holozänen Basis. Aufgrund dieser Datenbasis wurde das Variogramm erzeugt und die pleistozäne Ausgangsbasis ermittelt. Anschließend wurden wiederum die Residuals errechnet (Abb. 11). Die Standardabweichung

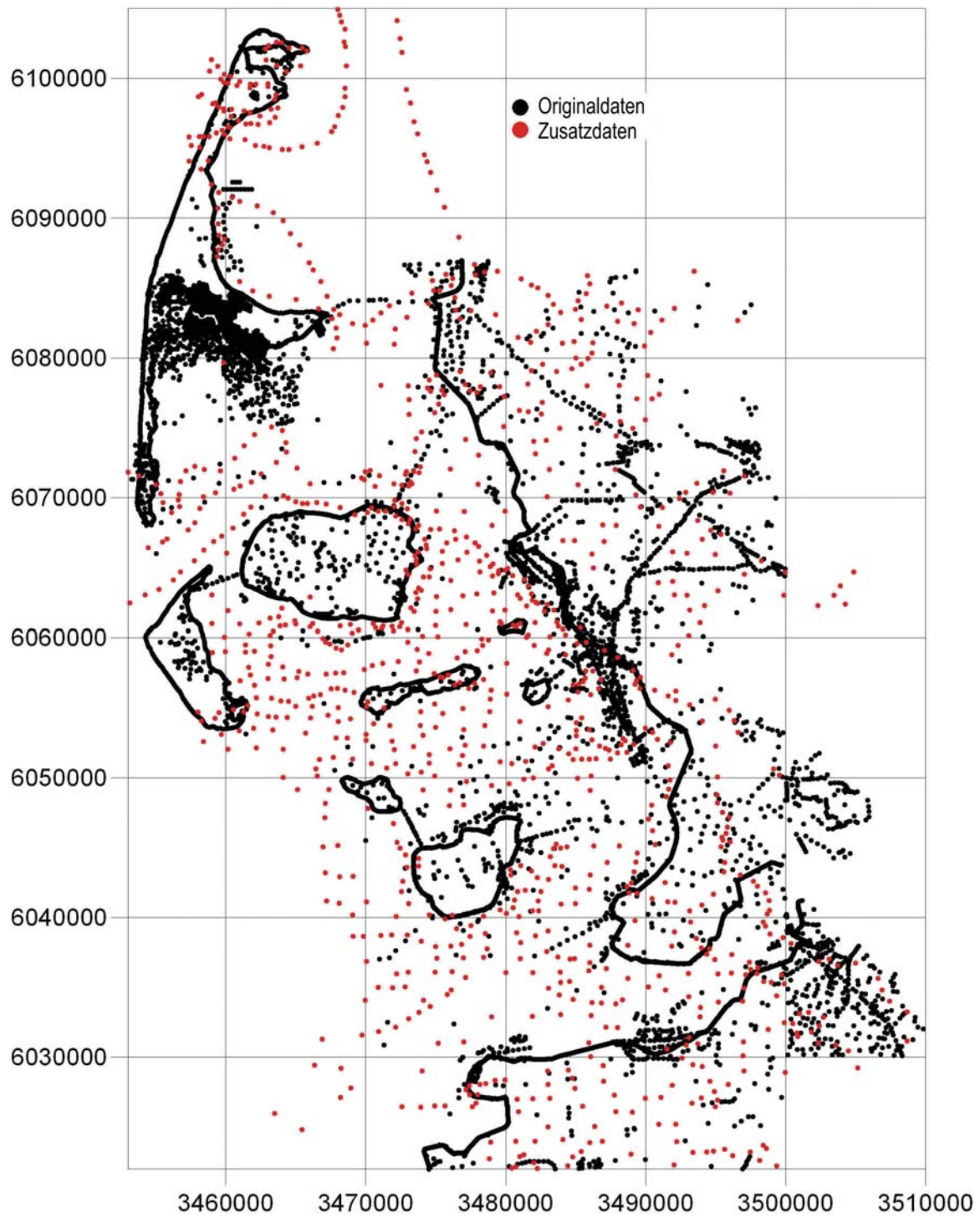


Abb. 6: Verteilung der Bohrungen

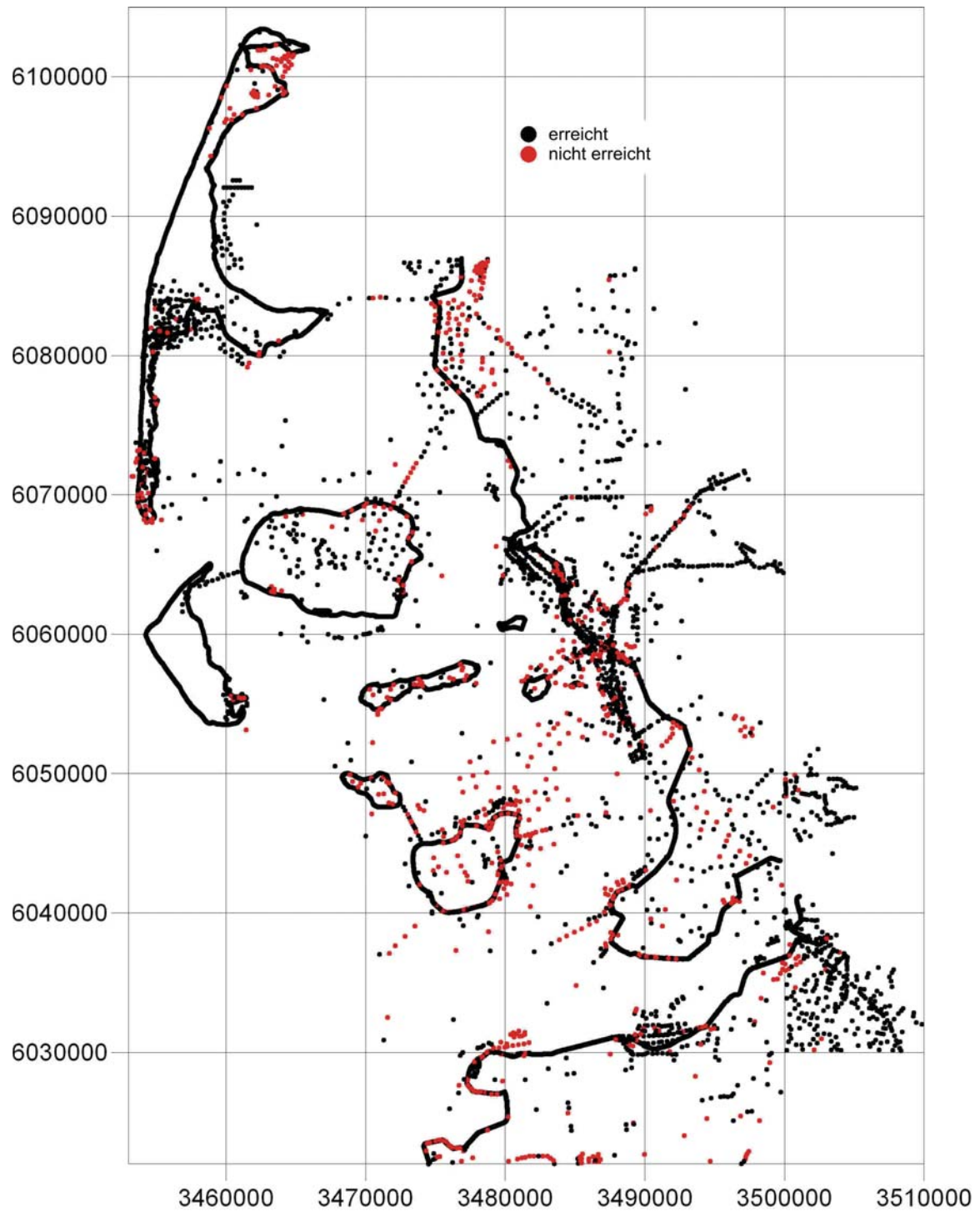


Abb. 7: Übersicht über die Bohrungen, die die Holozänbasis erreicht haben

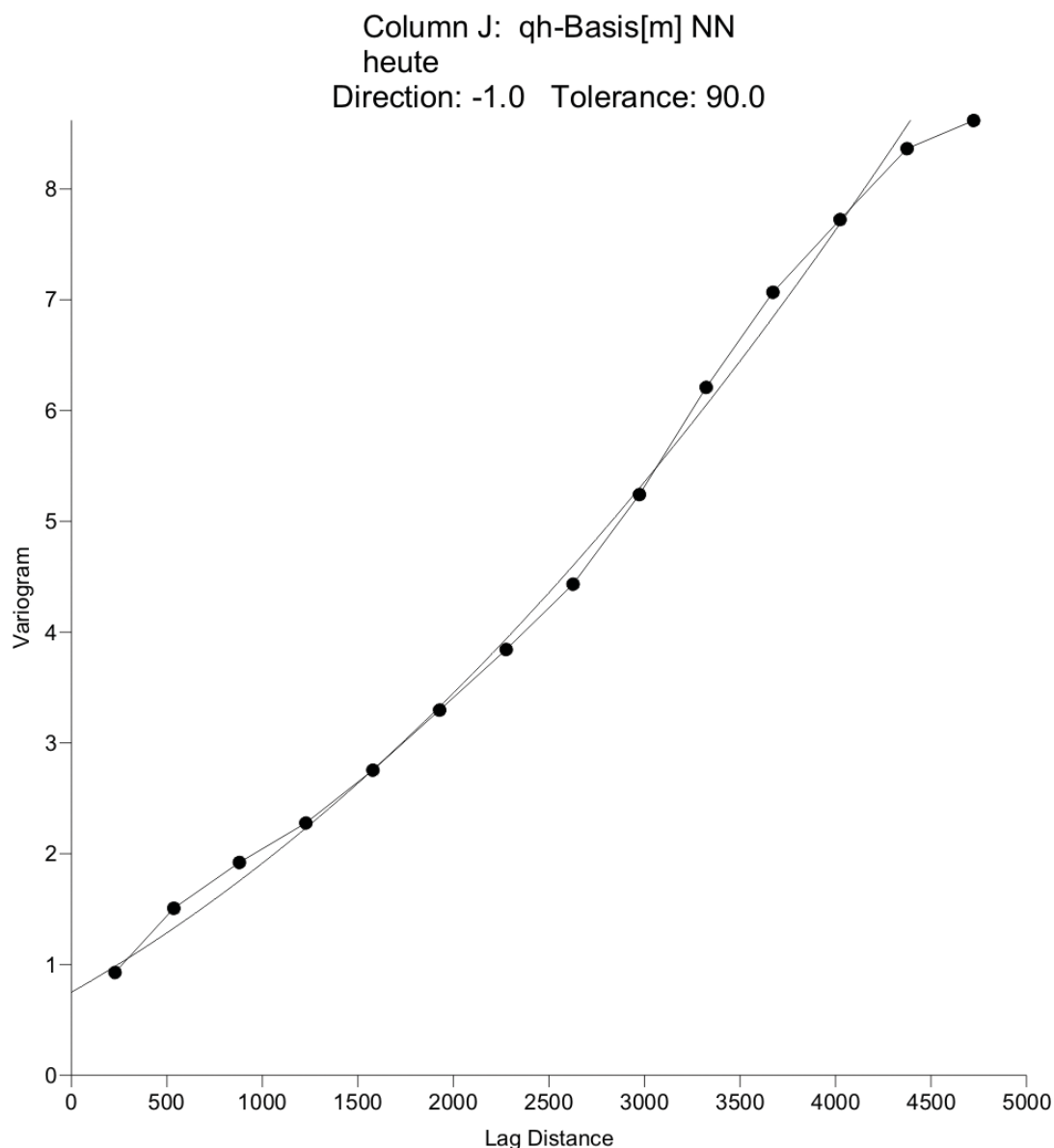


Abb. 8: Variogramm der Daten für die Berechnung der holozänen Basis

beträgt wiederum ca. 0,2 m, mit den gleichen Extremabweichungen von 3,2 m in den gleichen Bohrungen wie bei der Ermittlung der heutigen Holozänbasis.

5.5 Ermittlung der Sedimentzusammensetzung der obersten drei Meter

Für Sedimentumlagerungen im Wattenmeer wurde ein Szenario angenommen, dass in naher Zukunft maximal die obersten drei Meter oberhalb -5 m NN einer Erosion unterliegen werden. Somit galt es, die sedimentologische Zusammensetzung zu ermitteln. Siebkurven standen für die Untersuchungen nicht zur Verfügung. In den Protokollen wird zwischen tonig/siltigen und sandigen Sedimenten unterschieden. Die vertikale Auflösung beträgt

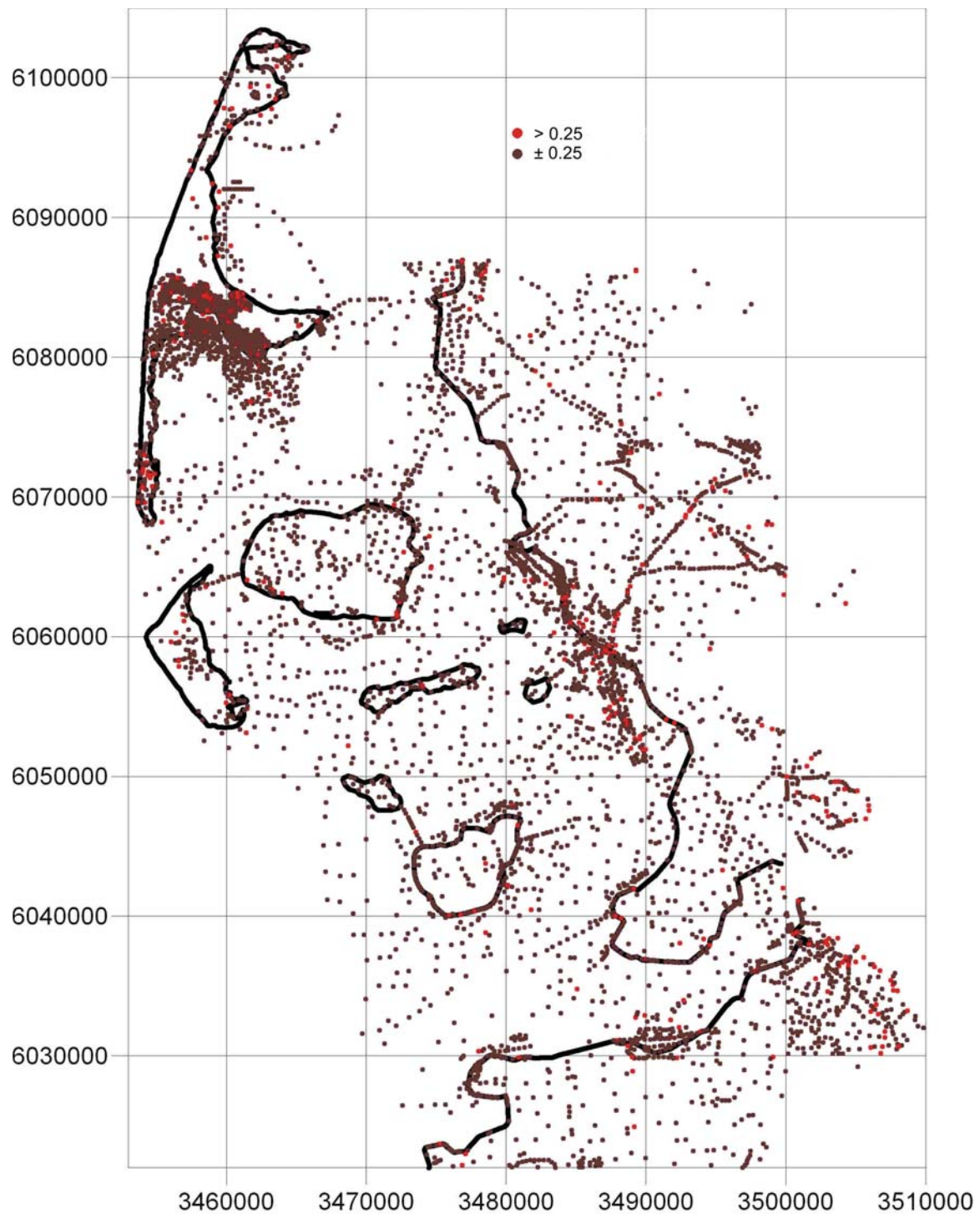


Abb. 9: Residuals (Abweichung des berechneten Wertes vom Originalwert) der heutigen pleistozänen Geländeoberfläche in Metern

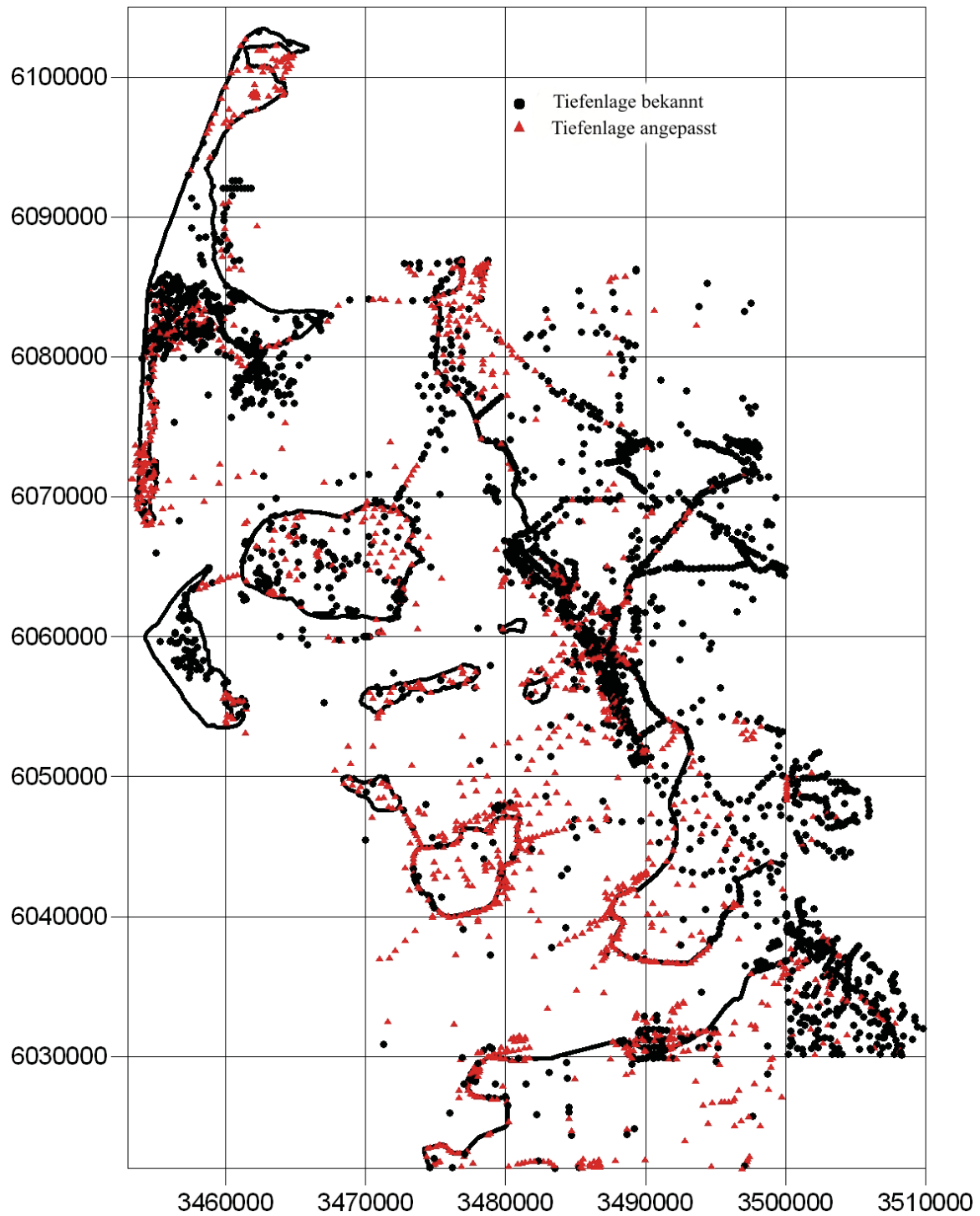


Abb. 10: Datenbasis für die Ermittlung der pleistozänen Oberfläche zu Beginn der Transgression

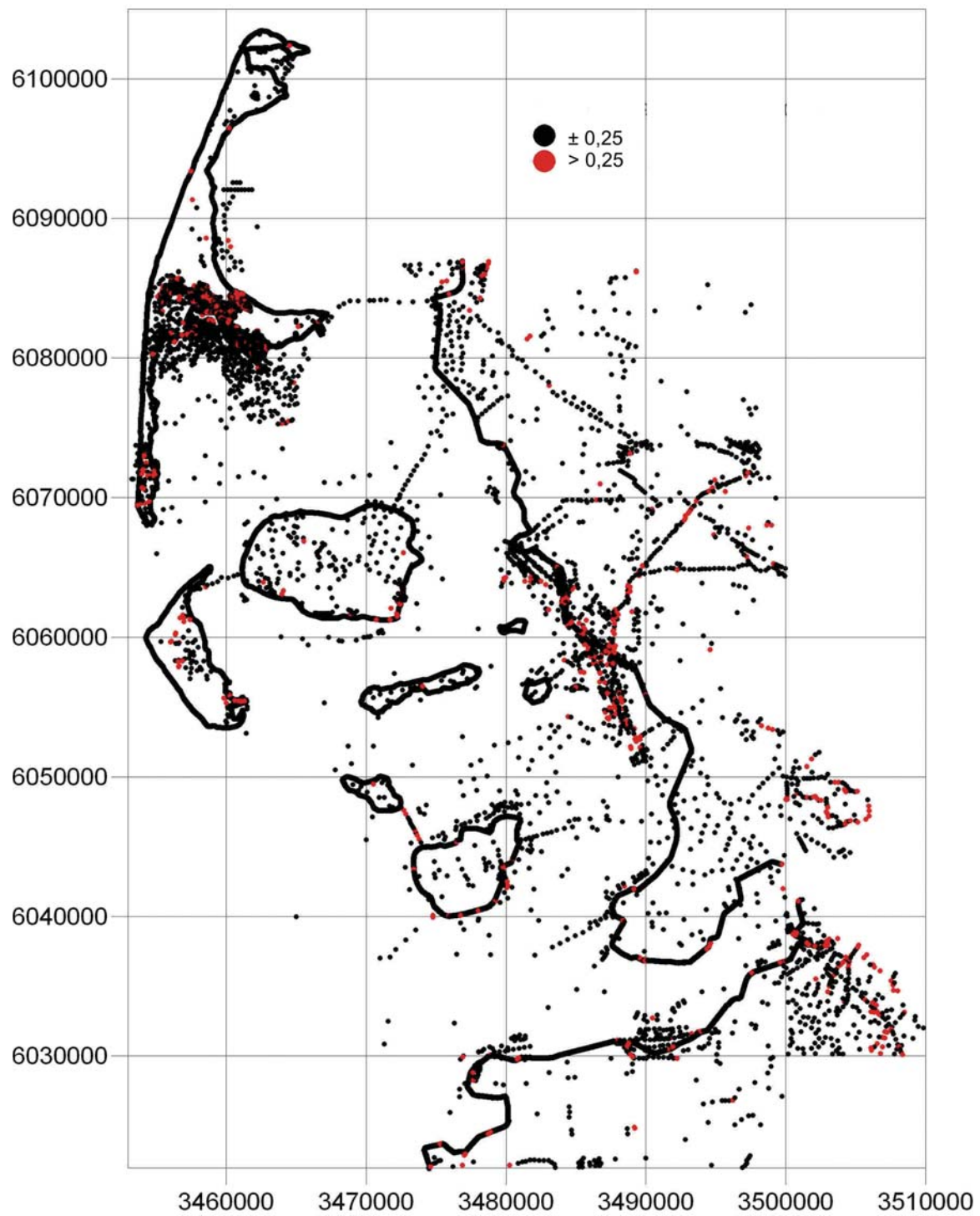


Abb. 11: Residuals (Abweichung der berechneten Werte von den Originalwerten) der Holozänbasis zu Beginn der Transgression in Metern

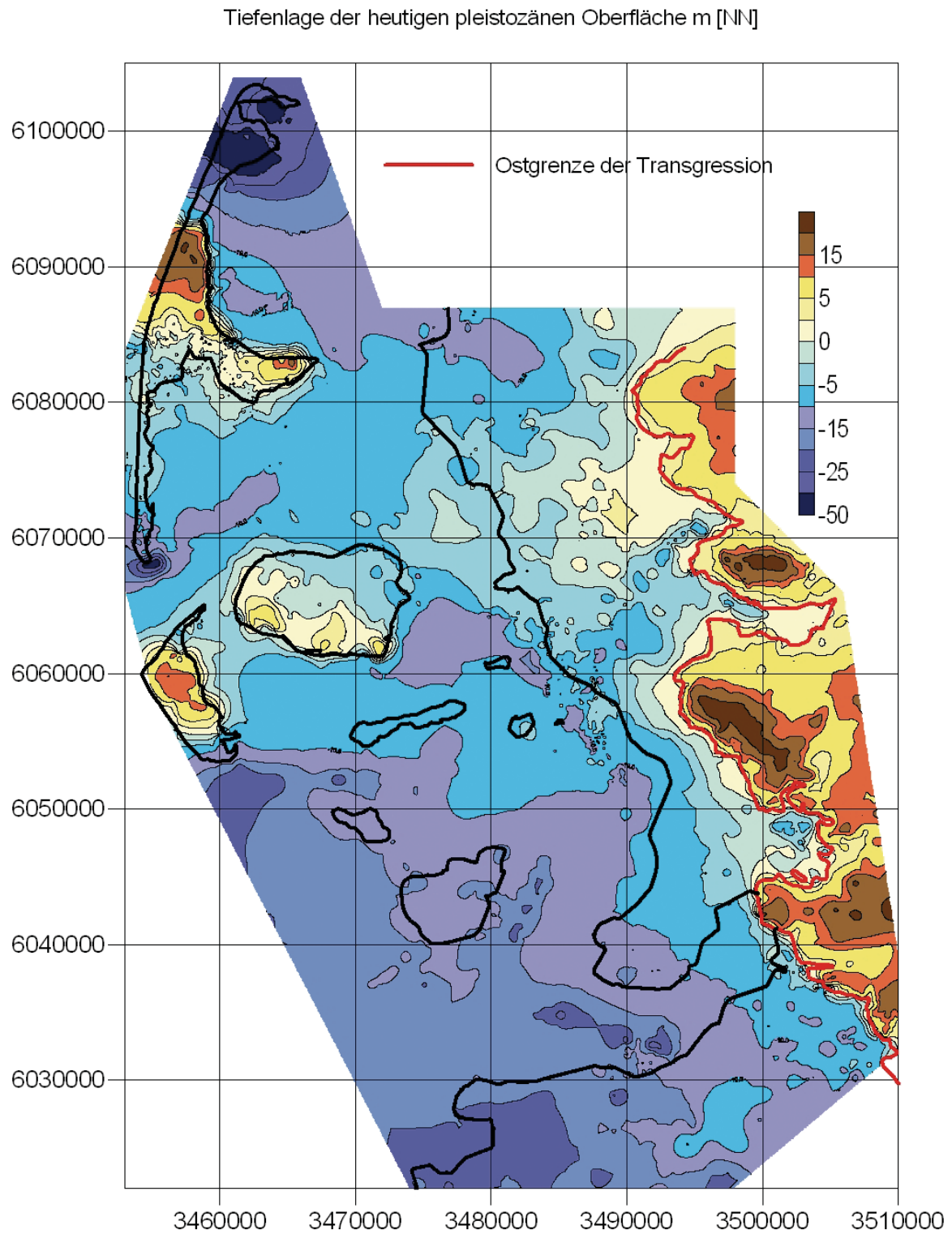
maximal einen Zentimeter. Vielfach wurde aber eindeutig nur in 5 bis 10 cm Einstufungen unterschieden. Die Schichtmächtigkeit beträgt vielfach über einen Meter. So wurde auch aus arbeitstechnischen Gründen die sedimentologische Zusammensetzung auf Meterschichten bezogen und in Prozenten angegeben. Neben Sand und Silt/Ton ($<63\ \mu\text{m}$) wurde noch der organische Bestandteil ermittelt. Dieser wurde allerdings, da er keine Rolle spielte und eine digitale Ermittlung der Verteilung keinen Sinn machte, nicht weiter betrachtet. Im ersten Meter konnten somit die Schichtstärken direkt in Prozent angegeben werden. Der zweite und dritte Meter der Bohrprofile wurde ebenfalls auf die Gesamtverfügbarkeit an Sediment bezogen, da wenn Material aus dem zweiten Meter freigesetzt werden würde, bereits der erste Meter erodiert worden ist. Somit beziehen sich die Prozentangaben immer auf die betrachtete Gesamtsäule des Sedimentes. Aufschüttungen wie z. B. Deiche oder Warften wurden aus der Betrachtung ausgeschlossen, da es sich hierbei um lokal begrenzte Sedimentvorkommen handelt. Mit diesen Daten wurden die Variogramme errechnet und anschließend über das Krigging-Verfahren die sedimentologische Zusammensetzung ermittelt.

Die Standardabweichungen der Residuals liegen zwischen 3,2 % und 3,6 %.

6. E r g e b n i s s e

Die Höhenlage der pleistozänen Oberfläche zu Beginn der Transgression ist in Abb. 14, die heutige in Abb. 12 dargestellt. Der erste Kontakt des steigenden Meeresspiegels mit der Region erfolgte über das Lister Tief vor mehr als 8.000 Jahren. Die Entwässerung des Hinterlandes nördlich einer Grenze Amrum–Föhr–Festland erfolgte über das Lister Tief in nordwestlicher Richtung. Südlich dieses Bereiches erfolgte die Transgression ca. 500 Jahre später. Die Entwässerung dieses Raumes erfolgte mehr oder minder direkt Richtung Westen. Die Einzugsgebiete der Lecker und Soholmer Au und der Wiedau waren durch eine Wasserscheide getrennt.

Deutlich sind die Unterschiede zwischen dem nördlichen und dem zentralen bzw. südlichen Bereich von Nordfriesland zu erkennen. Herrschen im Norden die heute noch vorhandenen Geschiebemergelkomplexe von Sylt–Amrum–Föhr vor, so fehlen im südlich anschließenden Bereich entsprechende pleistozäne Hochlagen. Erst vor ca. 6.800 Jahren entwickelten sich mit der Überflutung der Föhrer Schulter die Voraussetzungen für das heutige Wattenmeer. Eine westliche Barriere zwischen Amrum und Eiderstedt kann bis zu diesem Zeitpunkt nicht nachgewiesen werden. Falls es eine solche gegeben haben sollte, wird diese erst durch die Entlastung dieses Bereiches auf Grund des nun nach Norden abfließenden Wasser entstanden sein können. Mit der Abnahme der Geschwindigkeit des Meeresspiegelanstieges um ca. 6.500 v. H. konnte es anschließend zur Verlandung des Bereiches kommen.



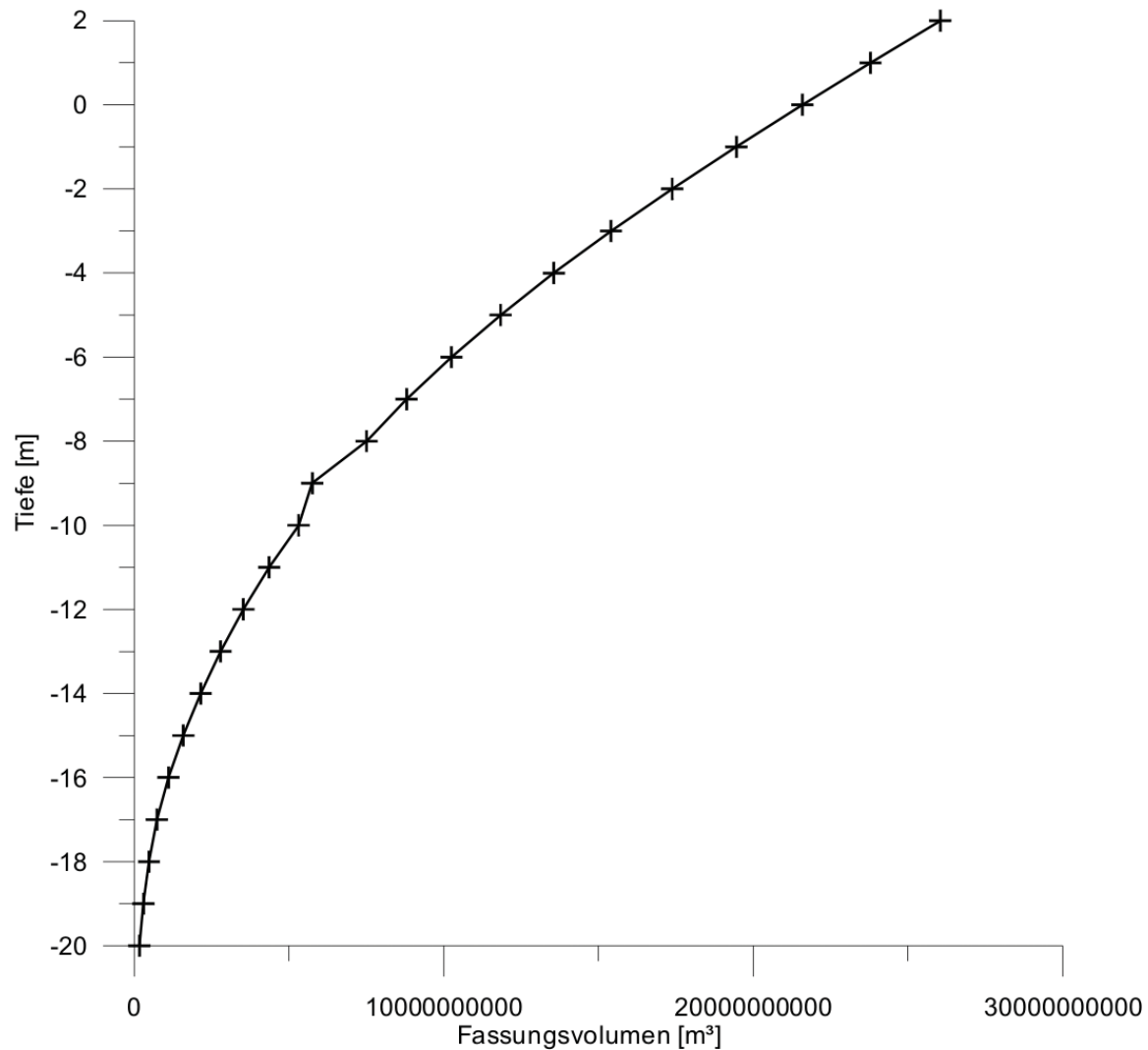


Abb. 13: Fassungsvolumen des Untersuchungsraumes

Das Fassungsvolumen des betrachteten Bereiches (Abb. 13) zeigt einen nahezu ausgeglichenen Verlauf mit Ausnahme des Bereiches zwischen -9 und -8 m. Es scheint eine Art „Gleichgewichtsbedienung“, also eine Abhängigkeit von Fassungsvolumen zu Meeresspiegelanstieg, zu geben. Die nicht kontinuierliche Zunahme des Fassungsvolumens zwischen -9 und -8 m kann evtl. mit dem Bereich der Föhrer Schulter in Verbindung gebracht werden. Erst nach Überflutung dieses relativ widerstandsfähigen Bereiches gleicht sich das Fassungsvolumen der ursprünglichen Form wieder an.

Für die Beurteilung der Sedimentbilanz wurde der Bereich nördlich des Hindenburgdammes aus der Betrachtung ausgenommen, da hier die Datenlage am unsichersten ist. Der betrachtete Bereich ist in Abb. 16 dargestellt.

Tabelle 1 gibt den Überblick über die vorhandenen Sedimentmengen wieder. Das heutige Volumen, also die reale Sedimentmenge beträgt $19,867 \times 10^9 \text{ m}^3$. Dem stehen $1,828 \times 10^9 \text{ m}^3$ erodiertes Volumen, also die Differenz zwischen der Ausgangsbasis zu Beginn der Transgression und dem heutigen Volumen gegenüber. Dies entspricht nur 9,2 % des heutigen vorhandenen Volumen. Aus interner Umlagerung stammen somit maximal 9,2 %.

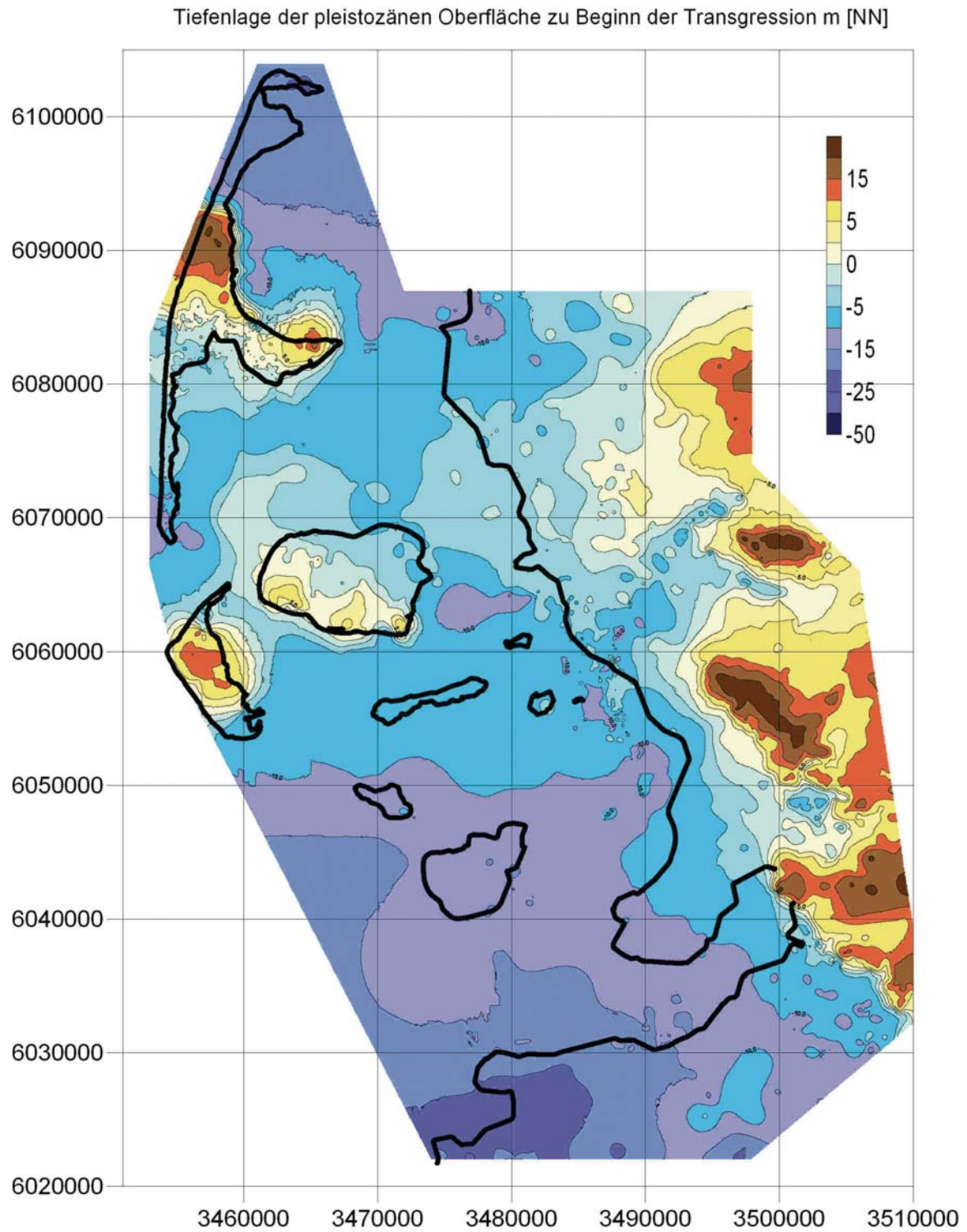


Abb. 14: Vermutete Tiefenlage der Holozänbasis zu Beginn der Transgression

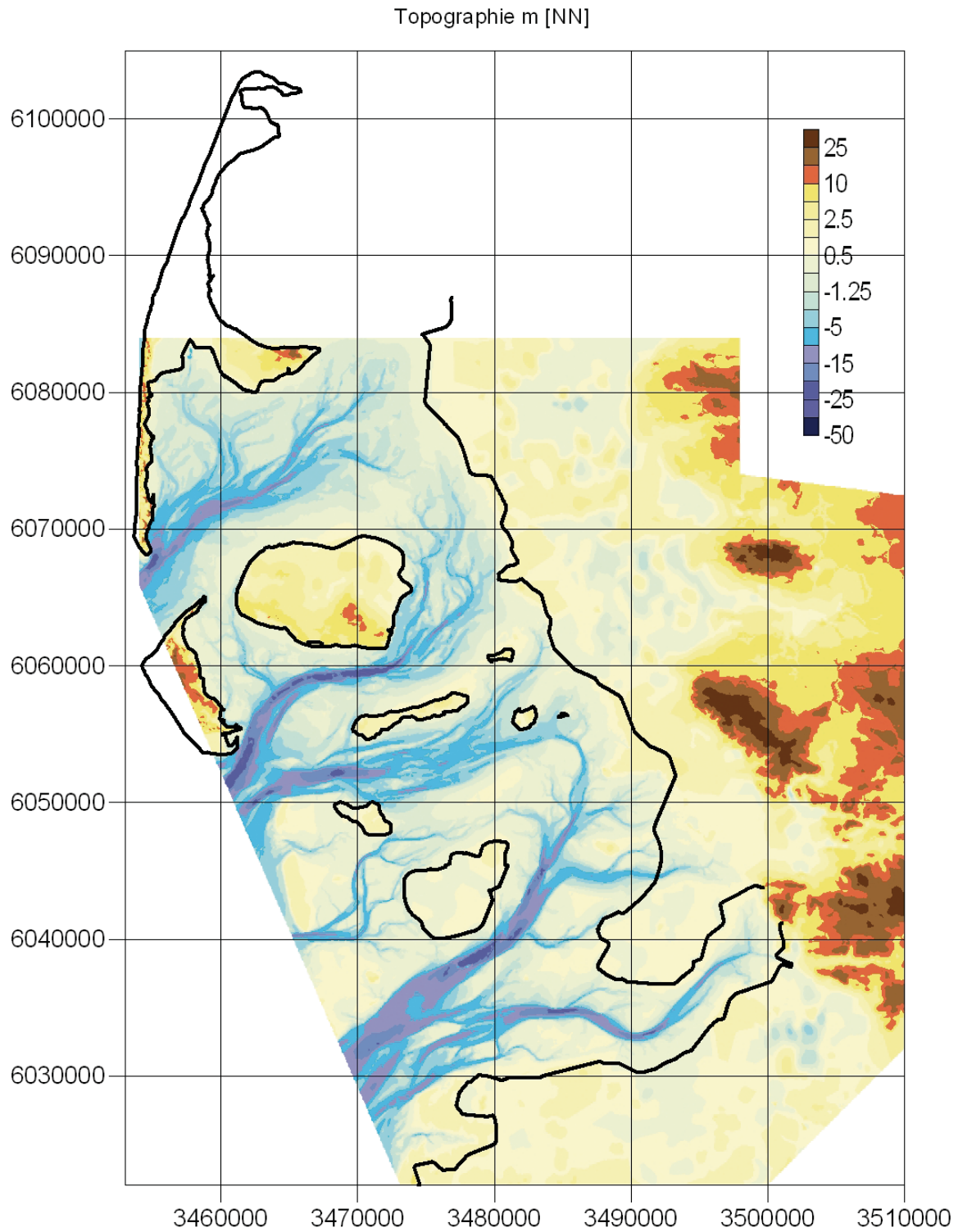


Abb. 15: Untersuchungsgebiet zur Volumenermittlung

Über 90,8 % des Sedimentvolumens müssen somit von außen eingetragen worden sein. Da keine größeren Flusszuflüsse vorhanden sind, muss dieses Material von der offenen Nordsee eingetragen worden sein (s.a. HOSELMANN u. STREIF, 1997). Bei einer Annahme, dass das nordfriesische Wattenmeer ehemals bis NN im Durchschnitt aufgelandet war, reduziert sich die interne Umlagerung auf 8,5 %.

Dem Sedimenthaushalt sind durch Eindeichung ca. 33,47 % des marinen Sedimentes entzogen. Hierbei handelt es sich ausschließlich um Sedimente hinter den Festlandsdeichen, die einer Mobilisierung nicht zur Verfügung stehen, da davon ausgegangen wird, dass diese Bereiche auch mittelfristig dem direkten Meereseinfluss entzogen sein werden.

Tab. 1: Volumenbilanzen [m³]

Bezugshorizont	Volumen
Heutiges holozänes Volumen, bezogen auf aktuelle Oberfläche	$19,867 \times 10^9$
Holozänes Fassungsvermögen auf 0 m NN bezogen	$21,592 \times 10^9$
Holozänes Fassungsvermögen auf 1 m NN bezogen	$23,792 \times 10^9$
Holozänes Fassungsvermögen auf 2 m NN bezogen	$26,047 \times 10^9$
Erodiertes pleistozänes Volumen	$1,828 \times 10^9$
Erodiertes Volumen bezogen auf heutiges holozänes Volumen	9,2 %
Erodiertes Volumen bezogen auf NN Volumen	8,5 %
Eingedeichtes holozänes Volumen	$6,65 \times 10^9$
Eingedeichtes Volumen bezogen auf holozänes Volumen	33,47 %

Die sedimentologische Zusammensetzung der obersten drei Meter des Untersuchungsraumes ist in Abb. 16 beispielhaft dargestellt. Im obersten Meter herrschen in Geestnähe sowie in Eiderstedt die tonig-siltigen Sedimente vor. Westlich der heutigen Seedeichlinie werden die Sedimente relativ schnell gröber, mit Ausnahme der Bereiche um die Inseln und Halligen. Hier machen sich deutlich die ehemaligen Landgewinnungsmaßnahmen bemerkbar. Diese Tendenz setzt sich auch bis in zwei Meter Tiefe fort. Bei der Betrachtung der obersten drei Meter scheinen dann schon die älteren und etwas feineren Sedimente durch. So ist z. B. zwischen Föhr und Hindenburgdamm sowie Oland-Festland eine Verfeinerung dieser Bereiche festzustellen. Die oberen zwei Meter scheinen somit einem höheren Energieeinfluss ausgeliefert gewesen zu sein als die unterlagernden. Dieses würde auch der oben angesprochenen Zunahme des Energieeintrages entsprechen, dass die oberen Sedimente aufgrund nachchristlicher Zunahme von Sturmflutereignissen entsprechend an Feinkorn verarmt sind.

Für die Ermittlung der Sedimente nach Qualität und Quantität wurde aufgrund des guten Datenbestandes das Einzugsgebiet der Norderaue (Abb. 17) gewählt. Die Kornzusammensetzung an der aktuellen Oberfläche wurde der geologischen Übersichtskarte CC1518 Flensburg bzw. der Bodenkarte CC1518 Flensburg entnommen. Beide Karten wurden digital erfasst und georeferenziert. Anschließend wurden die Flächen der einzelnen Sediment- bzw. Bodentypen erfasst und in die Klassen Ton/Silt und Sand eingeteilt

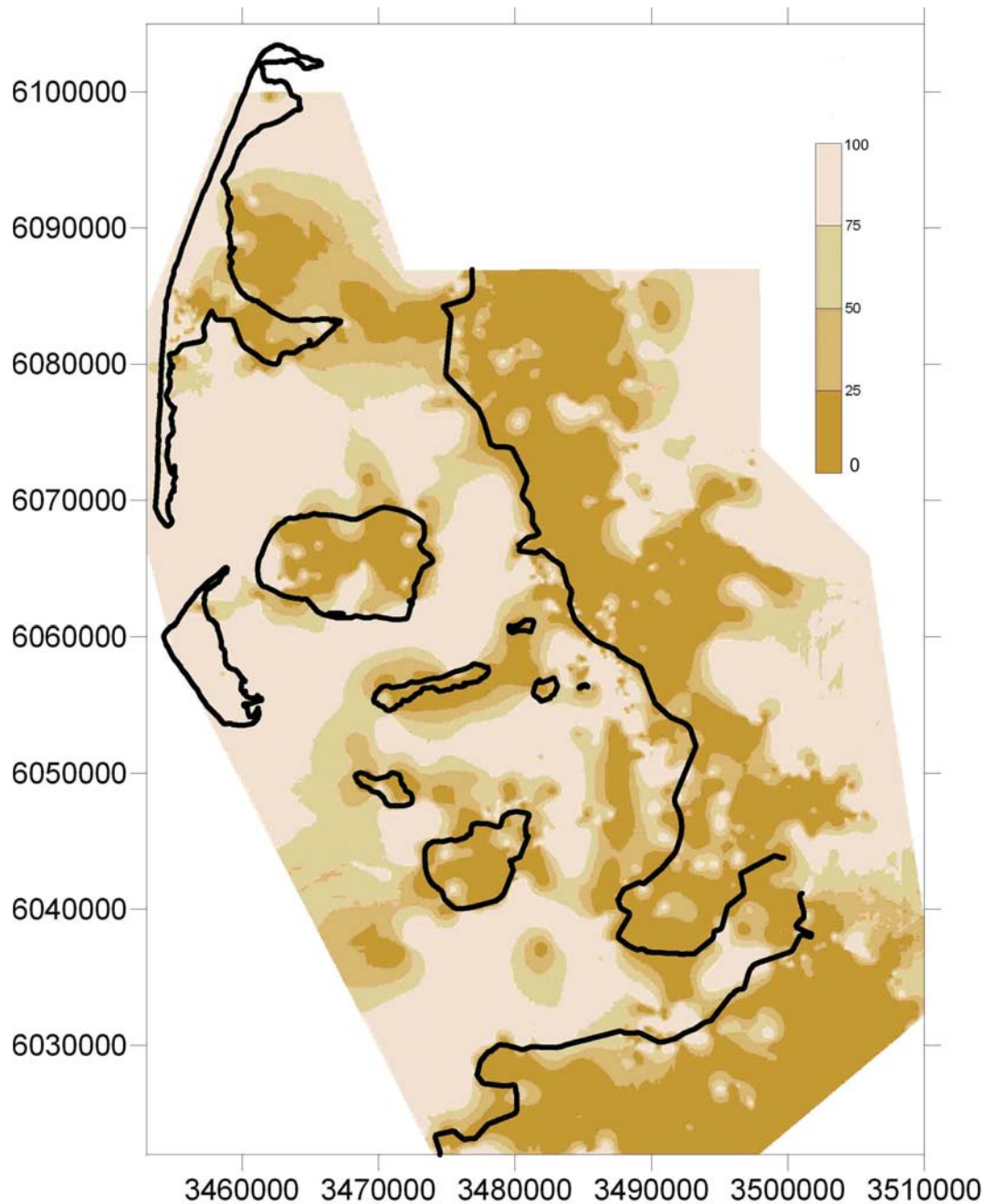


Abb. 16: Prozentualer Sandanteil im obersten Meter

(s. Tab. 3). Es ergibt sich eine Flächenübereinstimmung von 97 %. In der geologischen Karte sind 71 % als Sand ausgewiesen, wohingegen die Bodenkarte 84 % Sand ausweist. In der Ton/Silt-Fraktion herrscht eine Übereinstimmung von 72 % und in der Sandfraktion von 83 %. Diese Unterschiede sind auf unterschiedliche Aufnahmefethoden und unterschiedliche Zielrichtungen der Karten zurückzuführen. Außerdem spielt der Aufnahmezeitpunkt der Oberflächensedimente eine entscheidende Rolle. Für die Gesamtbetrachtung eines möglichen zukünftigen Trends in der sedimentologischen Entwicklung können diese Abweichungen als akzeptabel angesehen werden.

In Tab. 2 sind die aus der vorhergehenden Analysen sich ergebenden Sand- und Tonanteile in dem Gebiet nach den ersten drei Metern und in unterschiedlichen Höhenstufen zwischen –1 m und –5 m angegeben. Als Szenario wurde angenommen, dass in diesen Bereichen mittelfristig Erosion auftritt und es in den Bereichen zwischen –1 m und + 2 m NN zu entsprechenden Sedimentationen kommen kann. In Tab. 4 sind die unter Annahme von unterschiedlichen Anstiegsraten benötigten Sedimentmengen nach Qualität und Quantität angegeben. Ein Vergleich der Tab. 2 u. 4 zeigt deutlich, dass für interne Umlagerung genügend Sediment zur Verfügung gestellt werden könnte.

7. Diskussion

Wie aber aus den obigen Untersuchungen ersichtlich ist, kam das Material bisher überwiegend aus der Nordsee und nicht aus interner Umlagerung. Auch wenn die benötigten Mengen relativ gering sind im Verhältnis zur möglichen Erosion der Prielränder, so wird erwartet, dass besonders das Feinkorn nur noch in den Bereichen zur Ablagerung kommt, wo entsprechende Küstenschutzmaßnahmen, z. B. Lahnungen, Grüppen, Verbindungsdämme, durchgeführt werden. D. h., dass die „biologische Integrität“ des Wattenmeeres sich in Richtung Biozönosen des Misch- bis Sandwattes verschieben wird. Durch den steigenden Meeresspiegel werden die Bereiche, die heute noch als relativ stabil gelten, in den Bereich der Erosion kommen und die obersten Bereiche des Wattenmeeres können sich nur mit sandigem Material auffüllen, unabhängig von der Sedimentverfügbarkeit. Dieser Prozess wird auch von FLEMMING u. BARTHOLIMÄ (2002) beschrieben. Der von STREIF (1990) beschriebene „Bulldozer-Effekt“, d.h. das Herantransportieren von Sedimenten aus der Nordsee Richtung Wattenmeer, setzt voraus, dass genügend Sedimente in entsprechenden Tiefen vorhanden sind. Früher kamen hier vor allem die eiszeitlichen Ablagerung als Liefergebiete in Frage. Diese sind heute jedoch abgetragen. Die Kartierung von FIGGE (1998) weist nur einen geringmächtigen Sedimentschleier, bestehend aus Sanden, über einem dichter gelagerten Untergrund auf. Zur Zeit scheint sich hier eine Art „Gleichgewicht“ zwischen Wassertiefe und hydrodynamischer Energie (i. e. Wellenenergie) vorhanden zu sein, so dass überwiegend ein küstenparalleler Sedimenttransport stattfindet. Durch das heute vorhandene steilere Gefälle (z.B. auf Höhe des Beltringhardener Kooges Verkürzung der Strecke von 40 km auf 32 km zur ca. –10 m Tiefenlinie) gegenüber dem postglazialen bzw. vorchristlichem (ca. 1700–1000 v. Chr.), hervorgerufen durch die künstliche Fixierung der Ostgrenze des Wattenmeeres, kann seewärtiges Material kaum noch ins Wattenmeer eingetragen werden. Nennenswerte Materialmengen ständen nur in den Inselkernen von Amrum, Sylt und Föhr zur Verfügung. Gerade diese Kombination macht aber den Küstenschutz für die Geestkerninseln kalkulierbarer, zum Beispiel durch Sandvorspülungen, gegenüber den Bereichen des Wattenmeeres.

Es wird erwartet, dass mittelfristig die eulitoralen Flächen abnehmen werden und sich die Sedimentzusammensetzung vergrößern wird. Dies hat entsprechende ökologische und küstenschutztechnische Auswirkungen. Konnte das Wattenmeer von 5000 bis 1000 v. H. anscheinend problemlos mitwachsen, so ist seitdem eine Erosionstendenz zu verzeichnen. Spätestens die Sturmflut von 1362 markiert diesen Wendepunkt in der Sedimentbilanz. Seit diesem Zeitpunkt sind zwar große Teile des Wattenmeeres aufgelandet und eingedeicht worden, der nichteingedeichte Bereich wird aber seitdem erodiert, wie die großen Prielläufe der heutigen Zeit zeigen. Ohne anthropogene Maßnahmen wird somit die Vergrößerung der Sedimente und die Erosion durch die großen Prielsysteme weitergehen. Auffällig ist auf den Karten der Sedimentverteilung, dass nur in Bereichen nördlich vom Hindenburgdamm und

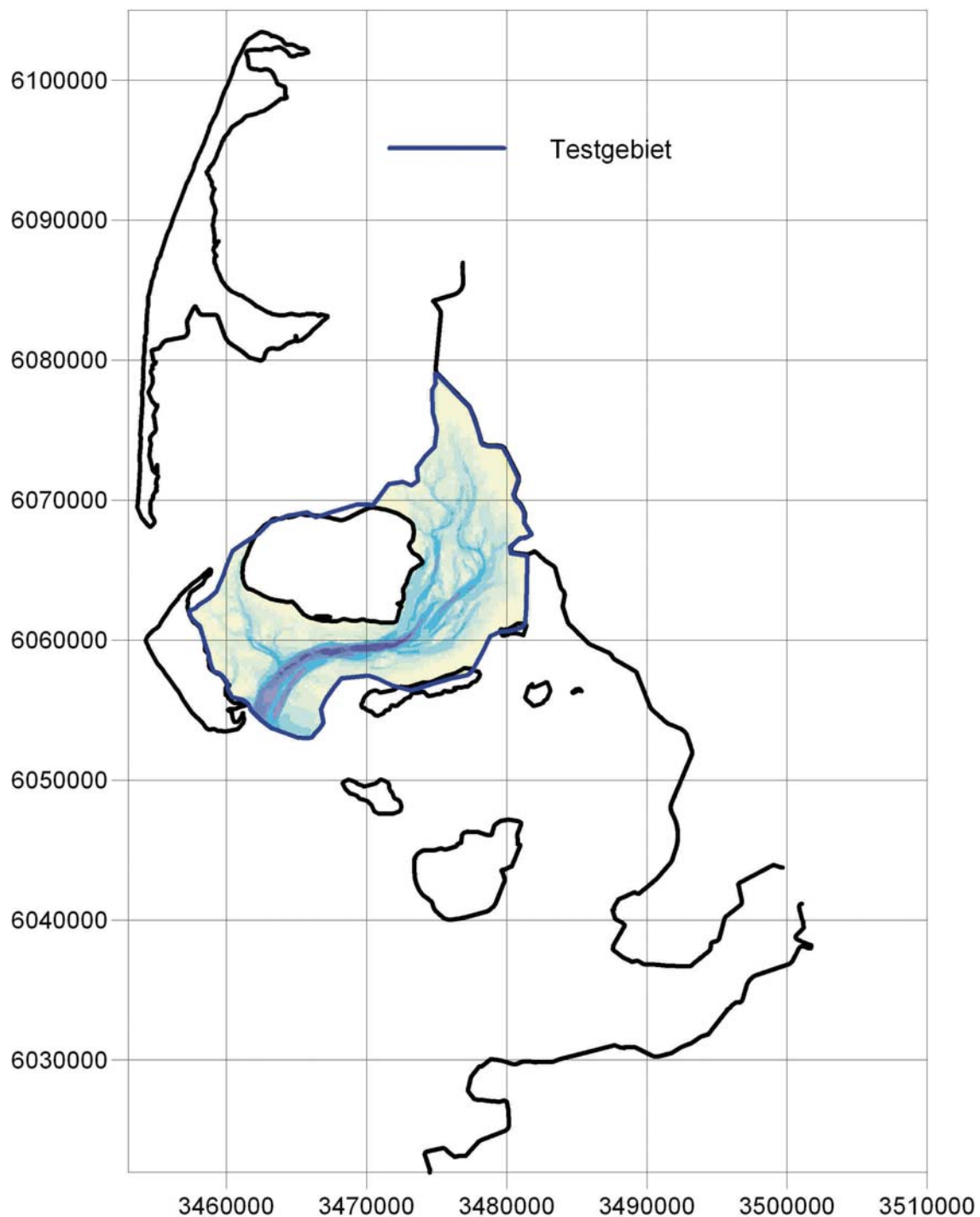


Abb. 17: Übersicht über das Testgebiet

auf den hohen Wattrücken noch feineres Material anzutreffen ist. Dies würde bedeuten, dass Dämme vom Festland nach Föhr–Amrum und nach Pellworm sowie verstärkte Vorlandarbeiten hier kurzfristig die Feinkornsedimentation fördern könnten und damit zur Erhöhung der Biodiversität und zur Stabilisierung des Wattenmeeres beitragen können. Mittelfristig werden aber auch diese Maßnahmen der Erosion bei steigendem Meeresspiegel nicht entgegenwirken können.

Tab. 2: Korngrößenanteile der obersten drei Meter

Sandanteil im obersten Meter	m³
Zwischen -4 m und -5 m:	903 102,31
Zwischen -3 m und -4 m:	973 663,90
Zwischen -3 m und -2 m:	1 771 681,28
Zwischen -2 m und -1 m:	4 115 260,47
Sandanteil in den obersten zwei Metern	m³
Zwischen -4 m und -5 m:	1 904 198,4
Zwischen -3 m und -4 m:	1 934 711,6
Zwischen -3 m und -2 m:	3 485 584,0
Zwischen -2 m und -1 m:	8 700 428,0
Sandanteil in den obersten drei Metern	m³
Zwischen -4 m und -5 m:	2 807 210,4
Zwischen -3 m und -4 m:	2 845 269,0
Zwischen -3 m und -2 m:	5 045 182,26
Zwischen -2 m und -1 m:	12 556 484,7
Anteil <0,63 mm im obersten Meter	m³
Zwischen -4 m und -5 m:	83 486,00
Zwischen -3 m und -4 m:	157 869,10
Zwischen -3 m und -2 m:	311 322,20
Zwischen -2 m und -1 m:	688 960,60
Anteil <0,63 mm in den obersten zwei Metern	m³
Zwischen -4 m und -5 m:	206 895,4
Zwischen -3 m und -4 m:	341 388,4
Zwischen -3 m und -2 m:	663 178,6
Zwischen -2 m und -1 m:	146 179,8
Anteil <0,63 mm in den obersten drei Metern	m³
Zwischen -4 m und -5 m:	331 401,0
Zwischen -3 m und -4 m:	1 509 517,8
Zwischen -3 m und -2 m:	676 055,4
Zwischen -2 m und -1 m:	2 298 100,5

Tab. 3: Flächenanteil nach Sedimenttyp

Fläche je Sedimenttyp zwischen -1 m NN und + 2 m NN nach Geologischer Übersichtskarte CC1518 Flensburg 1:200.000	m²	Flächen je Bodenart zwischen -1 m NN und + 2 m NN nach Bodenübersichtskarte CC1518 Flensburg 1:200.000	m²	Fläche je Sedimenttyp zwischen -1 m NN und 0 m NN	Fläche je Sedimenttyp zwischen 0 m NN und 1 m NN	Fläche je Sedimenttyp zwischen 1 m NN und 2 m NN
Tuswatbr_watt ton	576 810	14 Rohmarschen-Salzmarschen	1 162 190	55 550	495 370	25 890
Tuswa	1 406 120	15 ehemaliges Sandwatt	1 384 150	714 640	687 970	3 510
Li_marin-littoral	567 170	15 Sandwatt	5 084 890	7 620	288 620	270 930
Swahn_wattsand_niedermoortorf	840 310	16 ehemaliges Mischwatt	943 720	596 320	234 730	9 260
Swa-marine_brackische Ablagerung	5 340 410	16 Mischwatt	889 810	4 854 580	474 780	11 050
Msm_mittelsand	30	17 ehemaliges Schlickwatt	695 660	0	10	20
Fsuwa_wattsand	680 810			550 160	128 200	2 450
Fsm_feinsand	302 690			302 440	130	110
Fsfuhn_wattsand_niedermoor	145 400			86 060	59 060	280
Ton/Klei	2 550 100	Ton/Klei	1 857 850	777 810	1 471 960	300 330
Sand	7 309 620	Sand	8 302 570	6 397 180	896 910	23 710
Summe	10 160 420	Summe	9 859 220			

Tab. 4: Benötigte Sedimentmengen nach erwarteter Geländeerhöhung

Erhöhung des Bodenniveaus um:	Ton zwischen -1 m und +2 m NN	Sand zwischen -1 m und +2 m NN	Ton zwischen -1 m und 0 m NN	Sand zwischen -1 m und 0 m NN	Ton zwischen 0 m und 1 m NN	Sand zwischen 0 m und 1 m NN	Ton zwischen 1 m und 2 m NN	Sand zwischen 1 m und 2 m NN
0,25 m	637 525	1 827 405	194 452,5	1 599 195	367 990	224 227,5	75 082,5	5 927,5
0,5 m	1 275 050	3 654 810	388 905	3 198 590	735 980	448 455	150 165	11 855
0,75 m	1 912 575	5 482 215	583 357,5	4 797 885	1 103 970	672 682,5	225 247,5	17 782,5
1,0 m	2 550 100	7 309 620	777 810	6 397 180	1 471 960	896 910	300 330	23 710

8. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- BARCKHAUSEN, H.; PREUSS, H. u. STREIF, H.: Ein lithologisches Ordnungsprinzip für das Küstenholozän und seine Darstellung in Form von Profiltypen. – Geol. Jb., Reihe A, 44: 45–77, 1977.
- EHLERS, J.: The Morphodynamics of the Wadden Sea. 379 S., Balkema Verlag, 1988.
- FIGGE, K.: Materialinventur an der deutschen Nordseeküste. – KFKI-Vorhaben FKZ 03 KIS 306, (unveröff.), 1998.
- HAYES, M. O.: Barrier Island Morphology as a Function of Tidal and Wave Regime. In: LEATHERMANN (Hrsg.): Barrier Islands, 1979.
- HOSELMANN, C. u. STREIF, H.: Bilanzierung der holozänen Sedimentakkumulation im niedersächsischen Küstenraum. – Z. dt. geol. Ges., 148 (3–4), 431–445, 1997.
- HOSELMANN, C. u. STREIF, H.: Methods Used in a Mass-Balance Study of Holocene Sediment Accumulation on the Southern North Sea Coast of Germany. – In: HARFF, J. et al. (Hrsg.): Modelling of sedimentary systems. 361–374, 1998.
- KÖNIG, D.: Historisches über Wattenmeer-Salzwiesen. In: N. KEMPF, J. LAMP and P. PROKOSCH (Editors), WWF Tagungsbericht 1 – Salzwiesen: Geformt von Küstenschutz, Landwirtschaft oder Natur. Husumer Druck- und Verlagsgesellschaft, Husum, 31–70, 1987.
- PESCH, R.: Rekonstruktion der geologischen Entwicklung der Insel Sylt im Holozän mit Hilfe eines Geographischen Informationssystems. Dipl.-Arb. Univ. Kiel, 90 S. (unveröff.), 2000.
- PREUSS, H.; VINKEN, R. u. VOSS, H.-H.: Symbolschlüssel Geologie. 328 S., 1991.
- SPIEGEL, F.: Die Tidebecken des schleswig-holsteinischen Wattenmeeres: Morphologische Strukturen und Anpassungsbedarf bei weiter ansteigendem Meeresspiegel. – Ber. Forschung. u. Technologie. Westküste, 14, Büsum, 1997.
- STREIF, H.: Die geologische Küstenkarte von Niedersachsen 1:25.000 – eine neue Planungsgrundlage für die Küstenregion. Z. f. angew. Geol., 44 (H4), 1998.
- STREIF, H.: Das Ostfriesische Küstengebiet – Nordsee, Inseln, Watten und Marschen. Samml. Geol. Führer, 57, 1990.
- WITEZ, P.; BOCK, S. u. HOFSTEDE, J.: Modelluntersuchungen zur morphologischen Stabilität des Wattenmeeres bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg. BMBF Forschungsvorhaben MTK 0569 (unveröff.), 1998.

A b b i l d u n g s v e r z e i c h n i s

- Abbildung 1: Übersicht über das Untersuchungsgebiet
Abbildung 2: Ein von „Dr. TEMMLER“ überarbeitetes Protokoll des LANU der Bohrung Nr. 4 auf Blatt 21 der TK 1319 mit persönlichen Ergänzungen und Hervorhebungen
Abbildung 3: Stammdateneingabemaske GeoDin
Abbildung 4: Auszug aus der aus GeoDin Datenbank erzeugten Tabelle
Abbildung 5: DGM des Untersuchungsgebietes
Abbildung 6: Verteilung der Bohrungen
Abbildung 7: Übersicht über die Bohrungen, die die Holozänbasis erreicht haben (ohne Daten HOFFMANN, welche nahezu alle die Holozänbasis erreichen)
Abbildung 8: Variogramm der Daten für die Berechnung der Holozänbasis
Abbildung 9: Residuals (Abweichung des Originalwertes vom errechneten) der pleistozänen Oberfläche
Abbildung 10: Datenbasis für die Ermittlung der pleistozänen Oberfläche zu Beginn der Transgression
Abbildung 11: Variogramm der Daten für die Ermittlung der pleistozänen Oberfläche zu Beginn der Transgression
Abbildung 12: Tiefenlage der heutigen Holozänbasis
Abbildung 13: Entwicklung des Fassungsvermögens
Abbildung 14: Vermutete Tiefenlage der Holozänbasis zu Beginn der Transgression
Abbildung 15: Übersichtskarte Volumengrenze
Abbildung 16: Prozentualer Sandanteil im obersten Meter
Abbildung 17: Eindeichungskarte mit Testgebiet

T a b e l l e n v e r z e i c h n i s

- Tabelle 1: Volumenbilanzen
Tabelle 2: Korngrößenanteile der obersten drei Meter
Tabelle 3: Flächenanteil nach Sedimenttyp
Tabelle 4: Benötigte Sedimentmengen nach erwarteter Geländeerhöhung

Höhenänderungen im Küstenbereich der Ostsee

Von ANDREAS RICHTER, REINHARD DIETRICH und JENS WENDT

Zusammenfassung

Zur Bestimmung von Höhenänderungen und vertikalen Krustendeformationen stehen an der deutschen Ostseeküste Messdaten von insgesamt 11 Präzisionsnivellements zur Verfügung, die den Zeitraum von 1869 bis 1992 überspannen. Im vorliegenden Beitrag wird die erstmalige geschlossene Aufbereitung und Analyse aller zugänglichen Nivellementsdaten beschrieben. Eine Darstellung der geschichtlichen Entwicklung von Höhensystemen im Untersuchungsgebiet führt zu den spezifischen Besonderheiten der für die verschiedenen Messepochen vorliegenden Nivellementsdaten und zu methodischen Ansätzen zu ihrer Homogenisierung. Auf der Grundlage wiederholter Nivellements zwischen vermarkten Festpunkten werden zeitliche Änderungen ihrer relativen Höhenunterschiede bestimmt und profilweise entlang der deutschen Ostseeküste verglichen. Die Einflüsse von unterschiedlichen Definitionen von Höhensystemen und von Messfehlern werden bestmöglich reduziert, ihre residualen Effekte diskutiert und die räumliche Repräsentativität der für die Festpunkte ermittelten Höhenänderungen kritisch behandelt. Die erhaltenen relativen Höhenänderungsraten sind mit maximal 0,5 mm/a gering und in Anbetracht der Messgenauigkeit nicht signifikant. Die räumliche Struktur relativer Hebungs- und Senkungsvorgänge wird jedoch entlang der Nivellementslinien hoch aufgelöst wiedergegeben. Die postglaziale isostatische Krustendeformation wird in den Ergebnissen deutlich, und es ergeben sich Hinweise auf die rezente Aktivität tektonischer Störungen. Zur Interpretation hinsichtlich weiträumiger vertikaler Krustendeformationen sowie zur Beurteilung der erzielten Genauigkeiten werden geeignet aufbereitete Langzeitpegelreihen von der südlichen Ostseeküste hinzugezogen.

Summary

For a determination of height changes and recent vertical crustal deformations at the German Baltic coast, measurement data of 11 precise levelling operations covering the period 1869–1992 are available. In this contribution we present for the first time a homogeneous and consistent processing and analysis of the complete levelling data. Based on a description of the historical development of height systems in the region under investigation, particularities of the data sets representing the different measurement epochs as well as an approach to their homogenisation are outlined. Temporal changes in the relative height differences between bench marks are determined from repeated levellings, and are then compared along profiles at the German Baltic coast. The influences of diverse definitions of height systems and measurement uncertainties (errors) are extensively corrected, their residual effects are discussed and the spatial distribution of the height change rates obtained for the bench marks is examined. The resulting maximum rate of relative height changes amounts to only 0,5 mm/a and is not significant in consideration of the measurement accuracy. However, the spatial pattern of relative uplift and subsidence is displayed with a high resolution along the levelling lines. The results reveal the postglacial isostatic rebound, and there are indications for recent activity of tectonic faults. Sea-level records derived from long-term tide gauge observation in the southern Baltic Sea have been incorporated in the interpretation regarding large scale vertical crustal deformation and have been used for the estimation of the accuracy of the results obtained from the levelling data.

I n h a l t

1. Einleitung	34
2. Geschichtlicher Abriss zu den Präzisionsnivellements an der deutschen Ostseeküste . .	35
3. Vorliegende Nivellementsdaten	41
4. Zur Auswertung der Messdaten	44
5. Relative Höhenänderungen entlang der Nivellementslinien	48
6. Säkulare Niveauverschiebungen an Küstenpegeln und ihr Vergleich mit Nivellements .	53
7. Ausblick	56
8. Dank	57
9. Schriftenverzeichnis	58

1. E i n l e i t u n g

Der küstennahe Raum zeichnet sich durch seine erhöhte Sensibilität gegenüber Vertikalbewegungen der festen Erdoberfläche und den damit verbundenen relativen Meeresspiegeländerungen aus. Die Ostsee ist in Hinblick auf die beteiligten Prozesse durch besondere Bedingungen gekennzeichnet. Das Gebiet ist von einer weiträumigen vertikalen Deformation der Erdkruste als Folge ihrer Entlastung nach dem Abschmelzen der letzten Inlandsvereisung Nordeuropas beeinflusst, die in ihrem Zentrum in Nordschweden Hebungen von 11 mm/a verursacht (JOHANSSON u.a., 2002). Überdies weist die Ostsee als Randmeer nur sehr geringe kurzperiodische Meeresspiegelvariationen wie Gezeiten auf, wodurch langfristigen Trends und Extremereignissen ein größeres Gewicht zukommt.

Andererseits zeichnet sich der Ostseeraum durch einen außergewöhnlichen Umfang an sowohl innovativen als auch in vergangene Jahrhunderte zurückreichenden geodätischen Messungen aus. Hierdurch wird die Ostsee zu einem einzigartigen natürlichen Labor zum Studium von Krustendeformationen und Meeresspiegeländerungen. In Fennoskandien, wo sich die Krustendeformationsprozesse mit maximaler Intensität auswirken, sind geodätische Nivellementsmessungen und Wasserstandsaufzeichnungen an Pegeln genutzt worden, um rezente Vertikalbewegungen der Erdoberfläche zu bestimmen (EKMAN, 1996). In jüngster Vergangenheit ist es im Rahmen des BIFROST-Projektes gelungen, unter Anwendung satellitengeodätischer Verfahren (Global Navigation Satellite System – GNSS) in einem globalen Bezugssystem die dreidimensionale Krustendeformation Fennoskandiens messtechnisch zu erfassen (SCHERNECK u.a., 2002).

An der deutschen Ostseeküste sind die Voraussetzungen für eine detaillierte und wissenschaftlich fundierte Detektion vertikaler Erdkrustendeformationen auf der Grundlage von GNSS derzeit noch nicht voll geschaffen. Für die Bestimmung der säkularen Entwicklung der Höhenverhältnisse und des relativen Meeresspiegels gewinnen daher früh begonnene, klassische geodätische Messungen und Pegelbeobachtungen umso mehr an Bedeutung.

Ein hervorragendes Potenzial zur Rekonstruktion relativer Vertikalbewegungen entlang der deutschen Ostseeküste stellen die seit 1869 mehrfach wiederholten Präzisionsnivellements dar. Für dieses Gebiet liegen die Messergebnisse von insgesamt 11 Nivellements, die acht Messepochen repräsentieren, vor. Das Nivellement liefert für vermarkte Festpunkte Höhen in Bezug auf eine Äquipotenzialfläche des Erdschwerefeldes. Aus einer Wiederholungsmessung kann die Änderung des Höhenunterschiedes zwischen den Festpunkten bestimmt werden. Höhenänderungen setzen sich dabei aus den gesuchten tatsächlichen Vertikalbewegungen der Festpunkte sowie den Auswirkungen von Messunsicherheiten und der Definition der zu Grunde liegenden Höhensysteme zusammen; für eine Interpretation hin-

sichtlich Krustendeformationen sind messtechnisch festgestellte Vertikalbewegungen darüber hinaus auf ihre räumliche Repräsentativität zu untersuchen.

Pegelregistrierungen liegen für die südliche Ostseeküste seit dem frühen 19. Jahrhundert vor. Eine sachgemäße Aufbereitung vorausgesetzt, können sie zur Bestimmung der säkularen relativen Meeresspiegeländerungen im Untersuchungsgebiet genutzt werden, deren räumliche Variation relative Vertikalbewegungen zwischen den Pegellokationen reflektiert (LIEBSCH, 1997; LIEBSCH et al., 2000; DIETRICH und LIEBSCH, 2000).

Schon früher wurde versucht, vertikale Krustenbewegungen im Küstenbereich der Ostsee durch wiederholte Nivellements nachzuweisen (TAL, 1897; LANG, 1965; SCHNEIDER, 1968; TURM, 1971; IHDE et al., 1987). Diese Untersuchungen waren jedoch vorrangig auf die jeweils jüngsten Nivellementsepochen fokussiert, eine einheitliche Bearbeitung, Analyse und Interpretation des gesamten vorliegenden Materials ist bisher nicht erfolgt.

Hier wird die geschlossene, homogene Auswertung aller für den Küstenbereich der Ostsee vorliegenden historischen und aktuellen Nivellementsdaten vorgestellt. Unter Einbeziehung sorgfältig aufbereiteter Langzeitpegelreihen erfolgt eine erschöpfende Untersuchung hinsichtlich rezenter relativer Vertikalbewegungen. Die dargestellten Methoden und Ergebnisse sind dabei auch vor dem Hintergrund eines für 2006–2011 geplanten erneuten Präzisionsnivellements zu sehen.

2. Geschichtlicher Abriss zu den Präzisionsnivellements an der deutschen Ostseeküste

Bis in die sechziger Jahre des 19. Jahrhunderts beruhten weiträumige geodätische Höhenbestimmungen in Deutschland im Wesentlichen auf dem Messverfahren des trigonometrischen Nivellements (PASCHEN, 1882). Die Einführung und Weiterentwicklung der Methode des geometrischen Nivellements ermöglichte eine erhebliche Steigerung der Genauigkeit der Höhenmessung. Daraufhin beschloss die Konferenz der Europäischen Gradmessung 1864, „... dass thunlichst alle bisher ausgeführten trigonometrischen Höhenbestimmungen durch geometrische Nivellements ersetzt werden möchten, damit so neben dem sich über alle Europäischen Staaten erstreckenden Dreiecksnetze auch ein den heutigen Anforderungen der Wissenschaft entsprechendes Höhennetz vorhanden sei ...“ (NAGEL, 1886).

Dieser Anregung folgend wurden 1869 auch im Bereich der deutschen Ostseeküste landesweite präzise geometrische Nivellements initiiert. Begründet durch die damaligen administrativen Gegebenheiten wurden entlang der Küste von unterschiedlichen Institutionen Höhenfestpunktnetze angelegt und beobachtet.

Zu den frühesten geometrischen Nivellements in der Region zählen die der Großherzoglich Mecklenburgischen Landesvermessung (GMLV), welche eine von 1869 bis 1873 vermessene Linie von Wismar nach Warnemünde einschließen (PASCHEN, 1882). Die resultierenden Festpunkthöhen wurden ursprünglich auf den Nullpunkt des Pegels Wismar bezogen, es wurden für sie jedoch auch Höhen über N.N. veröffentlicht.

Ebenfalls 1869 begannen die Nivellements der Trigonometrischen Abteilung der Landesaufnahme Preußens (TALP), in deren Zuge bis 1874 die küstenparallelen Linien von Flensburg bis Swinemünde (Swinoujscie) sowie 1888 und 1889 die Linien Stralsund–Arkona und Plön–Marienleuchte fertiggestellt wurden (TAL, 1875). Abb. 1 zeigt eine Karte des Nivellementsnetzes der Preußischen Landesaufnahme, das im Bereich der Ostseeküste hauptsächlich dem Verlauf von Landstraßen folgte. Die ermittelten Festpunkthöhen wurden zunächst in Bezug auf den Nullpunkt des Pegels Neufahrwasser angegeben, im Jahr 1879

wurde jedoch der Normalhöhenpunkt (N.H. 1879) an der Berliner Sternwarte als einheitlicher Datumspunkt für das deutsche Höhennetz angelegt und durch Nivellement mit 37,000 m über dem Nullpunkt des Pegels Amsterdam bestimmt (SCHREIBER, 1879). Die auf diesen Normalhöhenpunkt bezogenen Höhen werden als „Höhen über Normal-Null (N.N.) im alten System“ bezeichnet.

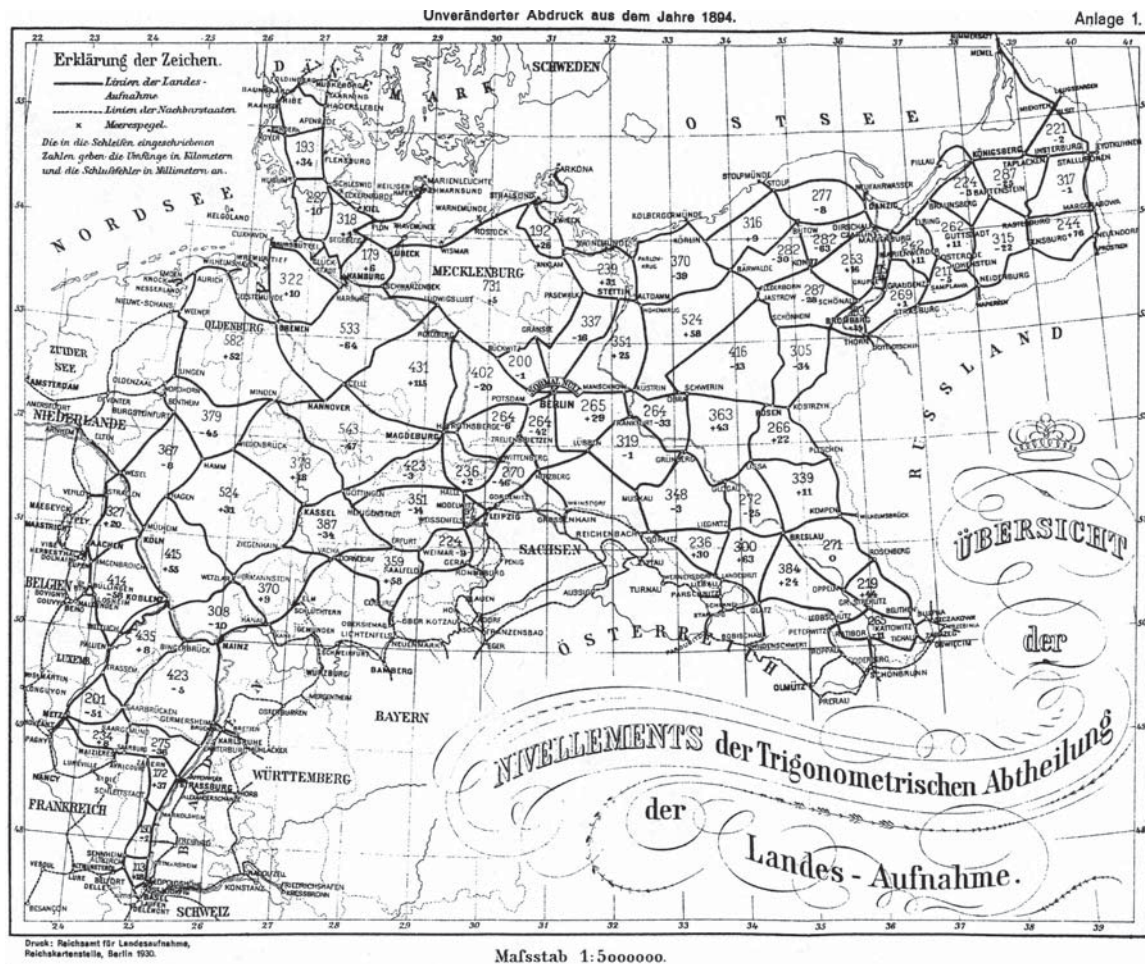


Abb. 1: Verlauf der Nivellementslinien der Trigonometrischen Abteilung der Landesaufnahme Preußens, die in den Jahren 1869–1889 beobachtet wurden (SCHREIBER, 1879)

Auch die Gradmessungsnivellements des Königlich Geodätischen Instituts Potsdam (GIP) begannen 1869 (SEIBT, 1883). An der Ostseeküste ist vor allem die 1883 bis 1884 beobachtete Linie Anklam–Cuxhaven von Bedeutung, die vorrangig Eisenbahnstrecken folgt. Als Bezugshorizont für die bestimmten Höhen diente der Nullpunkt des Pegels Swinemünde, sie wurden jedoch auch in N.N. im alten System überführt.

Im Auftrage des Geodätischen Instituts Potsdam führte die Trigonometrische Abteilung der Landesaufnahme Preußens in den Jahren 1896 bis 1898 ein spezielles Ostseeküstennivellement (OKN1) durch, das die vom Geodätischen Institut betreuten Pegel zwischen Marienleuchte und Stolpmünde (Ustka) miteinander verband und Hinweise auf Höhenänderungen der Festpunkte der Preußischen Landesaufnahme geben sollte (TAL, 1898). Der Schleifenschluss zum Normalhöhenpunkt in Berlin wurde bis zum Jahr 1901 vollzogen. Der

Das Küstennivellement.

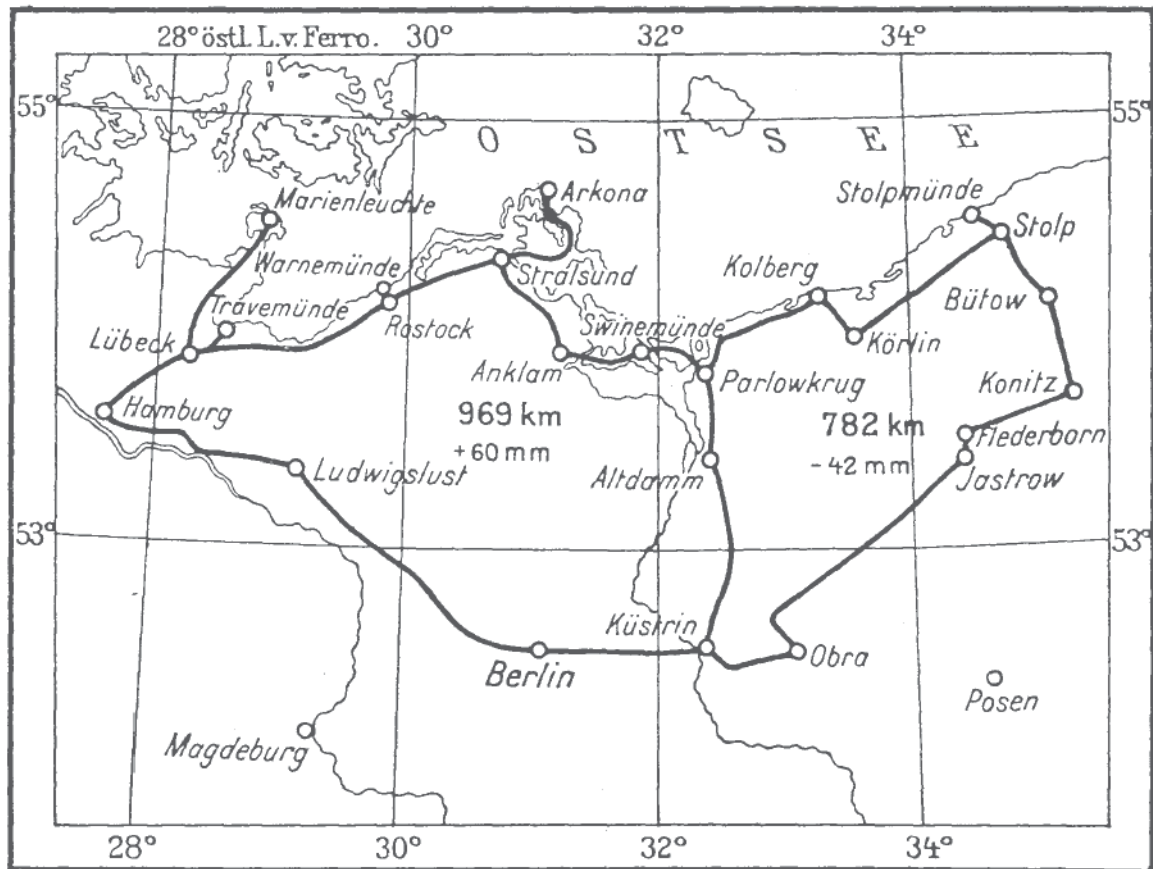


Abb. 2: Linienverlauf des Ostseeküstennivellements, das in den Jahren 1896–1901 im Auftrag des Geodätischen Instituts Potsdam durch die Trigonometrische Abteilung der Landesaufnahme Preußens ausgeführt wurde (TAL, 1898)

Linienverlauf dieses Nivellements ist in Abb. 2 wiedergegeben. Die gewonnenen normal-orthometrischen Höhen wurden über N.N. zunächst im System des vorläufigen Küstennivellements, später im System des Geodätischen Instituts Potsdam angegeben.

1906 führte das Büro für Hauptnivellements und Wasserstandsbeobachtungen geometrische Nivellements zwischen Stralsund und Dierhagen aus (BHW, 1906), deren Ergebnisse an die von der Preußischen Landesaufnahme bestimmten Höhen über N.N. im alten System von drei Anschlusspunkten eingerechnet wurden (BHW, 1906).

Zerstörung und Instabilitäten der von der Trigonometrischen Abteilung der Preußischen Landesaufnahme angelegten und offenbar ungeeignet vermarkten Höhenfestpunkte machten schon bald Wiederherstellungsarbeiten und schließlich eine vollständige Erneuerung des Nivellementsnetzes notwendig. Diese wurde 1913 von der trigonometrischen Abteilung des Reichsamtes für Landesaufnahme (RAfL) in Angriff genommen (RfL, 1932), allerdings bis zum zweiten Weltkrieg nicht abgeschlossen. Die letzten Messungen im Küstenbereich der Ostsee erfolgten 1944. Abb. 3 vermittelt einen Auszug aus dem bearbeiteten Nivellementsnetz. Vor dem Abriss der Berliner Sternwarte war 1912 ein neuer Fundamentalpunkt (N.H. 1912) in Berlin-Hoppegarten angelegt worden, der jedoch denselben Bezugshorizont wie der N.H. 1879 repräsentiert (MAJOR, 1996). Ausgehend von diesem unveränderten Höhendatum

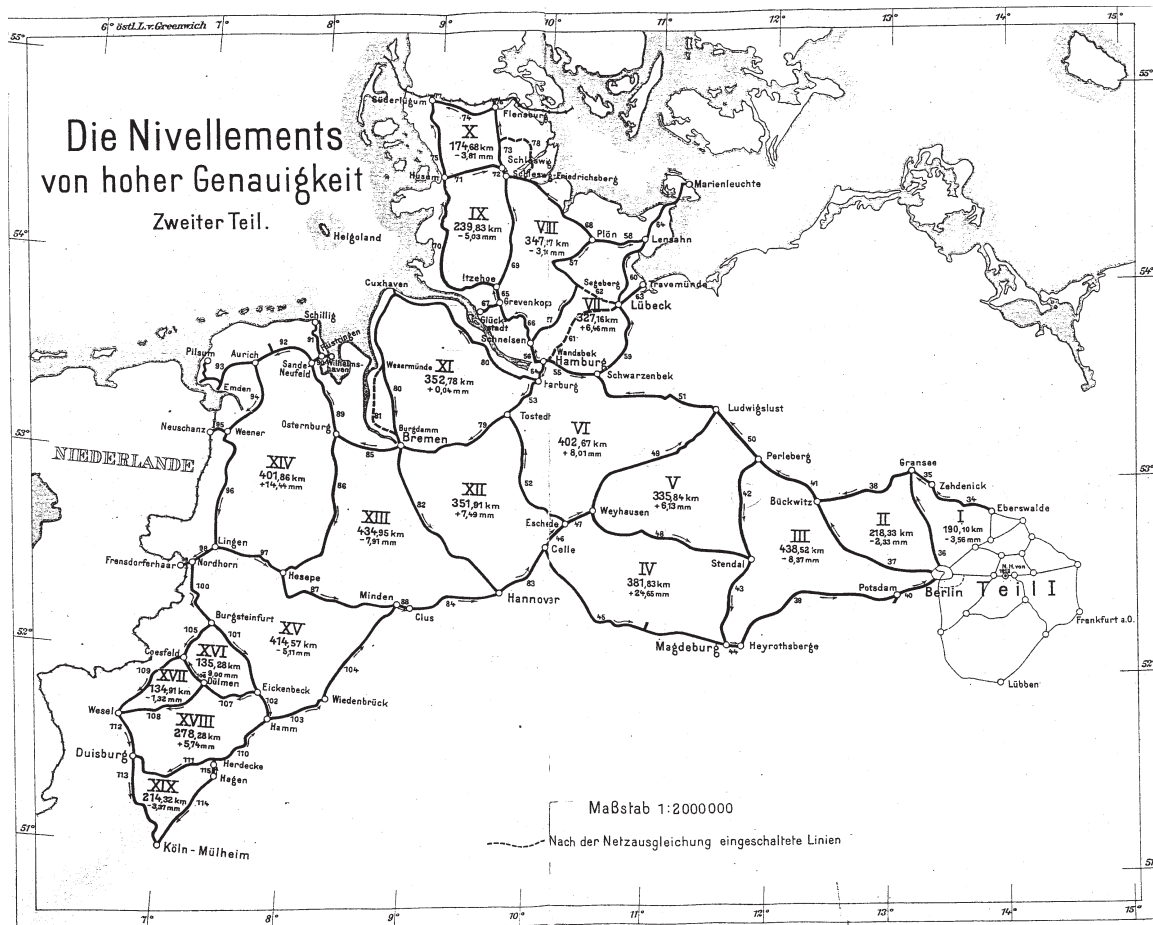


Abb. 3: Ausschnitt über den Verlauf von Nivellementslinien des Reichsamtes für Landesaufnahme in Norddeutschland, die in den Jahren 1910–1926 gemessen wurden (RfL, 1927)

wurden für die (erneut) nivellierten Festpunkte neue, normalorthometrische, als „N.N. im neuen System“ bezeichnete Höhen bestimmt.

Nivellements und Höhensysteme waren nach dem zweiten Weltkrieg von der Teilung Deutschlands beeinflusst. An der Ostseeküste Schleswig-Holsteins fanden zwischen 1950 und 1957 Messungen für das 1962 abgeschlossene Nivellementsnetz 1960 (DHHN60) der Bundesrepublik Deutschland statt (AdV, 1975). Die Linienführung wurde hier gegenüber den vorausgegangenen Nivellements über weite Strecken verändert. Im Ergebnis lagen normalorthometrische Höhen über N.N. im neuen System mit Anschluss an einen Fundamentalpunkt in Wallenhorst bei Osnabrück vor. Von 1980 bis 1985 durchgeführte Wiederholungsmessungen führten zum Deutschen Haupthöhennetz 1985 (DHHN85) (AdV, 1993).

Zwischen 1954 und 1959 erfolgten an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns die Messungen für das Staatliche Nivellementsnetz 1956 der Deutschen Demokratischen Republik (SNN56) 1. (1954–1956) und 2. Ordnung. Für die Festpunkte wurden Normalhöhen über dem Nullpunkt des Pegels Kronstadt bestimmt und als Höhen bezüglich Höhennull (H.N.) (vgl. HUPFER u. a., 2003) bezeichnet. Eine vollständige Wiederholungsmessung des SNN56 wurde 1974 bis 1982 (1. Ordnung 1974–1976) durchgeführt. Das daraus unter Anschluss an die 1956 ermittelte Normalhöhe des Haupthöhennpunktes Hoppegarten entstandene Staatliche Nivellementsnetz 1976 (SNN76) weist ebenfalls Normalhöhen bezüglich Pegel Kron-

stadt aus. Zuvor war 1966 und 1967 ein Ostseeküstennivellement (OKN2) entlang der küstennahen Linien des SNN56 erfolgt (SCHNEIDER, 1968).

Von 1990 bis 1992 fanden schließlich Verbindungsmessungen zwischen den Nivellementsnetzen der alten und neuen Bundesländer statt. Sie mündeten in das einheitliche Deutsche Haupthöhennetz 1992 (DHHN92), das im Ergebnis einer geschlossenen Ausgleichung der Nivellements für das SNN76 und das DHHN85 Normalhöhen bezüglich des Pegelnullpunktes in Amsterdam als „Höhen über Normalhöhennull“ (N.H.N.) ausweist (AdV, 1995; MAJOR, 1996).

Aus dem kurzen Abriss wird deutlich, dass einerseits Präzisionsnivellements insbesondere im küstennahen Raum Deutschlands auf eine lange Tradition zurückblicken und dass andererseits im Laufe ihrer wechsellvollen Geschichte eine Reihe unterschiedlicher Höhensysteme zur Veröffentlichung und Anwendung kamen. Diese unterschieden sich nicht nur infolge der zu Grunde liegenden Messdaten, sondern auch hinsichtlich ihres Bezugshorizonts, der Höhendefinition und der Meterkonvention (legaler/internationaler Meter). Tab. 1 gibt einen Überblick über die an der deutschen Ostseeküste realisierten Höhensysteme.

Tab. 1: Höhensysteme an der Ostseeküste Deutschlands

	Messung	Bezeichnung	Datumspunkt	Pegel	Höhen	Meter
GMLV	1869–1873	ü. P. Wismar	P. Wismar	Wismar	– *	legal
TALP	1869–1889	N.N. a. S.	N.H. 1879	Amsterdam	– *	legal
GIP	1869–1884	N.N. a. S.	N.H. 1879	Amsterdam	– *	legal
OKN1	1896–1901	N.N. v. K.	N.H. 1879	Amsterdam	normalorth.	int.
RfLA	1913–1941	N.N. n. S.	N.H. 1912	Amsterdam	normalorth.	int.
SNN56	1954–1959	H.N. 56	N.H. 1912	Kronstadt	Normalh.	int.
DHHN60	1947–1962	N.N. n. S.	UF I Wallenh.	Amsterdam	normalorth.	int.
SNN76	1974–1982	H.N. 76	N.H. 1912	Kronstadt	Normalh.	int.
DHHN85	1980–1985	N.N. n. S.	UF I Wallenh.	Amsterdam	normalorth.	int.
DHHN92	(1990–1992)	N.H.N.	UF I Wallenh.	Amsterdam	Normalh.	int.

* keine Korrekturen wegen Konvergenz der Niveauflächen und wegen Schwereanomalien angebracht

In Folge dessen weisen identische Festpunkte in den verschiedenen Systemen unterschiedliche Höhen auf, die jedoch nicht notwendigerweise tatsächliche vertikale Bewegungen des Festpunktes zwischen den Nivellements widerspiegeln. Zur Illustration sind in Tab. 2 die Höhen ein und desselben Festpunktes an der Kirche in Warnemünde in verschiedenen Systemen angegeben.

Tab. 2: Höhe eines Nivellements festpunktes an der Kirche in Warnemünde in verschiedenen Höhensystemen

Nivellement	Quelle	Höhenangabe	Höhe [m]
GIP	SEIBT, 1888	N.N. a.S.	2,457
TALP	TAL, 1888	N.N. a.S.	2,389
OKN1	TAL, 1898	N.N. v. K.	2,347
RfLA	RfL, 1945	N.N. n. S.	2,404
SNN76	BKG, 2002	H.N. 76	2,253

Mit wachsender praktischer Erfahrung im geometrischen Präzisionsnivellement entwickelte sich die Methodik der Beobachtung und Auswertung, die Instrumententechnik und Festpunktvermarkung stetig weiter. Das äußert sich insbesondere in der zunehmenden Verbesserung der Messgenauigkeit, die vom mittleren Kilometerfehler aus streckenweisen Widersprüchen m_1 widerspiegelt wird. Dieser Genauigkeitsparameter sowie Details zur Beobachtungstechnologie sind in Tab. 3 für die Präzisionsnivellements an der Ostseeküste gegenübergestellt. Abb. 4 gibt einen generalisierten Überblick über die für den Küstenbereich der Ostsee relevanten Nivellements und veranschaulicht die Entwicklung der erreichten Messgenauigkeit.

Tab. 3: Präzisionsnivellements an der deutschen Ostseeküste, Genauigkeit und Messtechnologie

	Mittlerer Kilometerfehler m_1 [mm]	Beobachtungsreihenfolge	Zielweite [m]	Nivellierlatte
GMLV	2,59	R V	75 ... 112	Holz
TALP	1,33	$2 \times R V$	< 50	Holz
GIP	0,56	$2 \times R V V R$	15 ... 100	Holz
OKN1	0,58	R V V R	< 50	Holz
BHW	0,39	— *	— *	Holz
Rafl	0,34	R V V R	< 50	Holz
SNN56	0,28	R V V R	< 40 / 50	Invar
DHHN60	0,36	R V V R	< 40 / 50	Invar
OKN2	0,28	R V V R	< 50	Invar
SNN76	0,38	R V V R	< 40 / 50	Invar
DHHN85	0,33	R V V R	< 40	Invar

* nicht bekannt

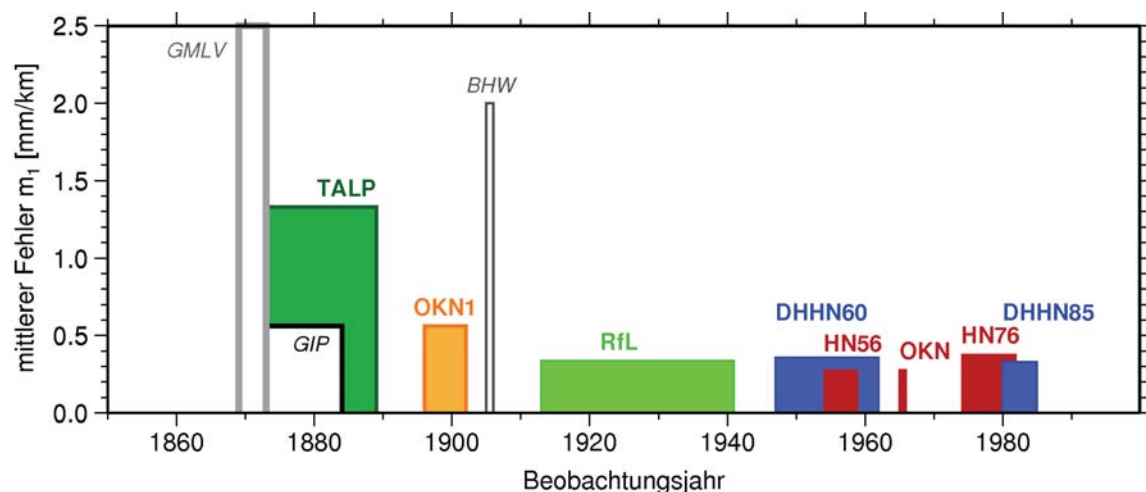


Abb. 4: Schematischer Überblick über zeitliche Verteilung, Dauer und Messgenauigkeit der Präzisionsnivellements an der deutschen Ostseeküste

Zur Vorhaltung eines Höhennetzes mit präzisen Festpunkthöhen ist jedoch nicht allein eine hohe Beobachtungsgenauigkeit, sondern ebenso eine dauerhaft stabile Vermarkung der Festpunkte von Nöten. Das wurde schon bald erkannt, und beim Aufbau der frühen Nivellementsnetze wurde der Vermarkung große Bedeutung beigemessen. Die beispielsweise aus dem Verlust der von der Preußischen Landesaufnahme unmittelbar neben den Chausseen

errichteten Nummernbolzen gewonnenen Erfahrungen fanden in den folgenden Punktvermarkungen Berücksichtigung. Als besonders zuverlässig haben sich zumeist an Kirchen eingebrachte Höhenmarken und Mauerbolzen erwiesen. Abb. 5 zeigt Beispiele für die Markierungen der im Zuge verschiedener Nivellements angelegten Festpunkte.



Abb. 5: Beispiele für erhaltene Vermarkungen von Nivellements Punkten früherer Höhennetze. Höhenmarke (oben links) und Mauerbolzen (oben Mitte und rechts) der Trigonometrischen Abteilung der Königlich Preussischen Landesaufnahme, Höhenmarken des Geodätischen Instituts Potsdam (unten links) und des Reichsamtes für Landesaufnahme (unten rechts)

3. Vorliegende Nivellementsdaten

An der deutschen Ostseeküste wurden insgesamt elf Präzisionsnivellements ausgeführt. Sie erstrecken sich über eine zeitliche Basis von 123 Jahren (1869–1992) und können genähert zu acht Messepochen zusammengefasst werden. Diese Beobachtungsgrundlage stellt eine weltweit nahezu einmalige Situation dar. Vergleiche zwischen den wiederholten Messungen enthalten ein hervorragendes Potenzial zur Ableitung von Höhenänderungen der Festpunkte, die wiederum hinsichtlich rezenter relativer vertikaler Krustendeformationen interpretiert werden können.

Grundlage für dahingehende Analysen ist eine umfassende, vollständige Datenbasis der Messungen und zusätzlicher Informationen. Neben den pro Epoche ermittelten Festpunkthöhen sollte man vorzugsweise auf möglichst originale Messwerte (Einzelmessungen streckenweiser Höhenunterschiede, Streckenlängen) zurückgreifen. Die notwendigen Zusatzinformationen schließen detaillierte Festpunktbeschreibungen, Angaben zu Zeitpunkt, Methodik, Instrumententechnik und Genauigkeit der Messungen, sowie Einzelheiten der den gewonnenen Festpunkthöhen zu Grunde liegenden Höhensysteme und Berechnungen ein.

Die Punktbeschreibungen dienen als Grundlage für die eindeutige Feststellung von Punktidentitäten zwischen den Messepochen. Auf Grund der angewandten Messanordnung kann auf systematische Effekte, und aus dem Berechnungsalgorithmus auf deren Einfluss auf die vorliegenden Ergebnisse geschlossen werden. Eine Quantifizierung der Messfehler ist schließlich wichtig, um Aussagen über die Signifikanz der ermittelten Höhenänderungen treffen zu können.

Die Ergebnisse der Nivellements sind zumeist in Form von Höhenverzeichnissen veröffentlicht worden. Sie enthalten linienweise Lagebeschreibungen, Entfernungen und die ausgeglichenen Höhenwerte der Nivellementspunkte. Oft sind ihnen Vorbemerkungen vorangestellt, denen wichtige Zusatzinformationen entnommen werden können. Für einige Messepochen sind in verschiedenen Archiven auch noch unveröffentlichte Aufzeichnungen und Linienverzeichnisse mit den originalen Messelementen, das heißt unausgeglichenen und unkorrigierten Höhenunterschieden, erhalten. Diese waren für die vorliegenden Untersuchungen von besonderem Wert. Für die Nachkriegsepochen lagen sie am Bundesamt für Kartographie und Geodäsie (BKG), Leipzig bereits in digitaler Form vor. Wichtige Aufzeichnungen der historischen Nivellements sind jedoch, zum Teil durch Kriegswirkungen, verloren gegangen. An der Ostseeküste betrifft das vor allem die Linienverzeichnisse der Preußischen Landesaufnahme und des frühen Ostseeküstennivellements sowie einzelner Nivellementslinien des Reichsamtes für Landesaufnahme. In Folge dessen sind frühere Messungen heute nur unvollständig dokumentiert. Das Ostseeküstennivellement des Geodätischen Instituts Potsdam ist beispielsweise lediglich durch ein unveröffentlichtes, handschriftliches Verzeichnis nicht ausgeglichener Festpunkthöhen belegt. In Abb. 6 ist ein Auszug aus diesen Originalaufzeichnungen wiedergegeben.

Stk.	Festpkt.	Höhe	Bezeichnung und örtliche Lage	Höhenangaben
III. Linie Garsenfaß - Hvalstein, Hval-Fog, Garsen II, Linie 22 und Garsen III, Linie 16). 187,1 km. gemessen 1896.				
1.	H.L.	2,879.	Garsenfaß, Garsen II	2,878.
2.	2550.	11,314.	Garsen Lück-Abflutung, bei St. 6,0.	11,317.
3.	2551.	3,878.	bei St. 8,0.	3,882.
4.	G.H.	18,815.	Abflutung, Kirschen	18,825.
5.	H.L.	18,878.	Abflutung, Kirschen, Kirschen	18,888.
6.	H.L.	14,748.	Abflutung, Kirschen	14,761.
7.	2552.	8,274.	bei St. 9,4.	8,290.
8.	2553.	16,610.	Garsen Palmbock-Abflutung, am Hvalstein	16,629.
9.	2554.	22,651.	am Hvalstein	22,655.
10.	H.L.	34,934.	Palmbock, Garsen 6,0.	-

Abb. 6: Auszug aus dem Höhenverzeichnis des Ostseeküstennivellements, das in den Jahren 1896–1898 im Auftrag des Geodätischen Instituts Potsdam ausgeführt wurde (TAL, 1898, Brandenburgisches Landeshauptarchiv Potsdam). Diese unveröffentlichten Originalaufzeichnungen dienten als Grundlage für die vorgestellten Untersuchungen.

In Tab. 4 sind die in Erfahrung gebrachten und bearbeiteten Quellen zu Messdaten und Dokumentationen der Präzisionsnivellements zusammengetragen. Sie bilden die Grundlage für die Bestimmung von Höhenänderungen im Küstenbereich der Ostsee.

Tab. 4: Quellen zu den Präzisionsnivellements an der deutschen Ostseeküste. Abkürzungen: HU: gemessene Höhenunterschiede; H ü W, NN: Höhen über Pegel Wismar und NN altes System; H ü NF: Höhen über Pegel Neufahrwasser; ZI: Zusatzinformationen; aS: altes System; vK: System des vorläufigen Küstennivellements; nS: neues System

Nivellement	Quelle	Inhalt	Linien
GMLV	PASCHEN, 1882	HU, H ü W, NN	Wismar–Warnemünde
TALP	TAL, 1875	HU, H ü NF, ZI	Anklam–Stralsund–Lübeck
	TAL, 1886	NN aS	Lübeck–Anklam–Parlowkrug u.a.
	TAL, 1889	NN aS	Rügen
	TAL, 1890	NN aS	Rügen
	TAL, 1892	NN aS	Anklam–Lübeck
	TAL, 1896	NN aS	Lübeck–Anklam–Parlowkrug u.a.
	TAL, 1897	NN aS	Lübeck–Apenrade, Plön–Marienleuchte u.a.
	TAL, 1914	NN aS	Herrenfähre–Anklam, Rügen u.a.
GIP	SEIBT, 1888	HU, NN aS, ZI	Anklam–Cuxhaven
OKN1	TAL, 1898	NN vK	Lübeck–Anklam, Lübeck–Marienl., Rügen
BHW	BHW, 1906	NN aS	Stralsund–Ribnitz
RAfL	RfL, 1937	vorl. NN nS	Wismar–Doberan, Rostock–Rövershagen u.a.
	RfL, 1940	HU	Rügen
	RfL, 1941	NN nS	Rövershagen–Swinemünde, Rügen
	RfL, 1944	HU	Wismar–Stralsund
	RfL, 1945	HU	Bad Doberan–Rövershagen
		NN nS	Lübeck–Parlowkrug, Rügen, u.a.
SNN56	BKG, 2002	HU, HN, ZI	
DHHN60	BKG, 2002	HU, NN nS	
	AdV, 1975	NN aS, ZI	
OKN2	BKG, 2002	HU, ZI	
SNN76	BKG, 2002	HU, HN, ZI	
DHHN85	BKG, 2002	HU, NN nS	
	AdV, 1993	NN aS, ZI	
DHHN92	BKG, 2002	HU	
	AdV, 1995	ZI	

Die an der deutschen Ostseeküste durchgeführten Präzisionsnivellements unterscheiden sich untereinander in Ausdehnung, Dichte, Verlauf und Unterteilung der Nivellements-linien. Für die Untersuchung von Höhenänderungen waren nur wiederholt gemessene Lini-enabschnitte von Nutzen. Die Auswertung und Analyse beschränkte sich daher auf eine räumlich begrenzte Auswahl der insgesamt dokumentierten Messungen. Das zentrale Unter-suchungsobjekt stellte die ununterbrochene, im Wesentlichen küstenparallele Nivellements-linie von Flensburg nach Zirchow dar. Sie wurde ergänzt durch Nebenlinien, die von der Hauptlinie ausgehend nach Marienleuchte (Insel Fehmarn), Warnemünde, Arkona und Thiessow (Insel Rügen) sowie Zirchow (Insel Usedom) führen. Einen Überblick über den Verlauf der untersuchten Nivellementslinien vermittelt Abb. 7.

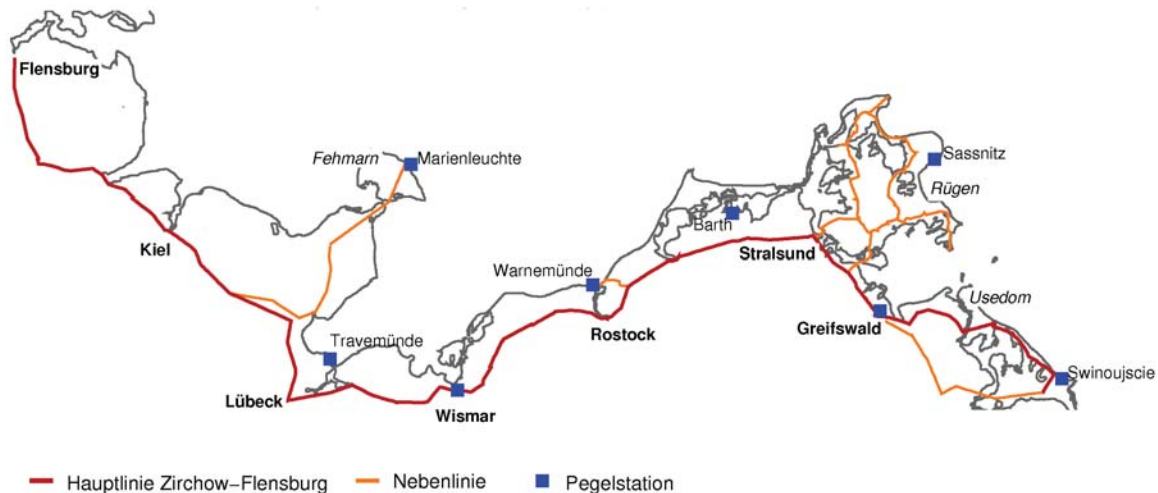


Abb. 7: Übersicht über die bearbeiteten Nivellementslinien. In die Untersuchungen einbezogene Küstenpegel sind ergänzt

4. Zur Auswertung der Messdaten

Die vorliegenden Nivellementsdaten gestatten die Ableitung von Profilen der relativen Höhenänderungsgeschwindigkeiten entlang der Nivellementslinien. Voraussetzung für die Bestimmung zeitlicher Änderungen von Höhenunterschieden ist das Vorliegen wiederholter Messungen zwischen identischen Punkten. Der zeitliche Verlauf der Höhenänderungen kann dabei umso detaillierter, beziehungsweise die Änderungsgeschwindigkeit umso zuverlässiger ermittelt werden, je mehr Wiederholungsmessungen verfügbar sind. Von den Festpunkten des Gradmessungsnivellements und des Büros für Hauptnivellements und Wasserstandsbeobachtungen sind in den folgenden Messepochen nur verschwindend wenige erneut nivelliert worden. Diese beiden Nivellements fanden deshalb bei der Auswertung hinsichtlich Höhenänderungen keine Berücksichtigung. Weiterhin wurde das Nivellement der Großherzoglich Mecklenburgischen Landesvermessung infolge seiner erheblich geringeren Genauigkeit (Tab. 3, Abb. 4) von den Untersuchungen ausgeschlossen.

Die räumliche Verteilung der wiederholt nivellierten Festpunkte und die Anzahl der letztendlich vorliegenden Messepochen ist in Abb. 8 illustriert. Hier werden Inhomogenitäten in der Datengrundlage entlang der Ostseeküste deutlich. Für lange Linienabschnitte (östlich von Greifswald, Insel Rügen, westlich von Wismar) liegen nur maximal drei oder vier Beobachtungen vor. Die auffallend geringere Dichte wiederholt eingemessener Punkte in Schleswig-Holstein ist auf die veränderte Linienführung der Nivellements nach dem Kriege zurückzuführen.

Die Ableitung von Höhenänderungen aus Nivellements kann prinzipiell auf der Grundlage von Messwerten (unkorrigierte Höhenunterschiede) oder Auswerteergebnissen (Höhen) erfolgen (z.B. SCHNEIDER, 1968). Die für die untersuchten Nivellements vorliegenden Festpunkthöhen weisen für die Höhenänderungsbestimmung wesentliche Inhomogenitäten auf (Tab. 1). Diese umfassen Unterschiede in angebrachten Korrekturen (Korrekturen wegen Konvergenz der Niveauflächen, Schwereanomalien, Gezeitenkorrektur), im angewandten Ausgleichungsverfahren, in der Maßeinheit (Meterkonvention), Datumsfestlegung und Definition (Normal-/normalorthometrisch) der Höhen. Ihre betragsmäßigen Einflüsse auf die angegebenen Festpunkthöhen sind als systematische Artefakte tatsächlichen Vertikal-

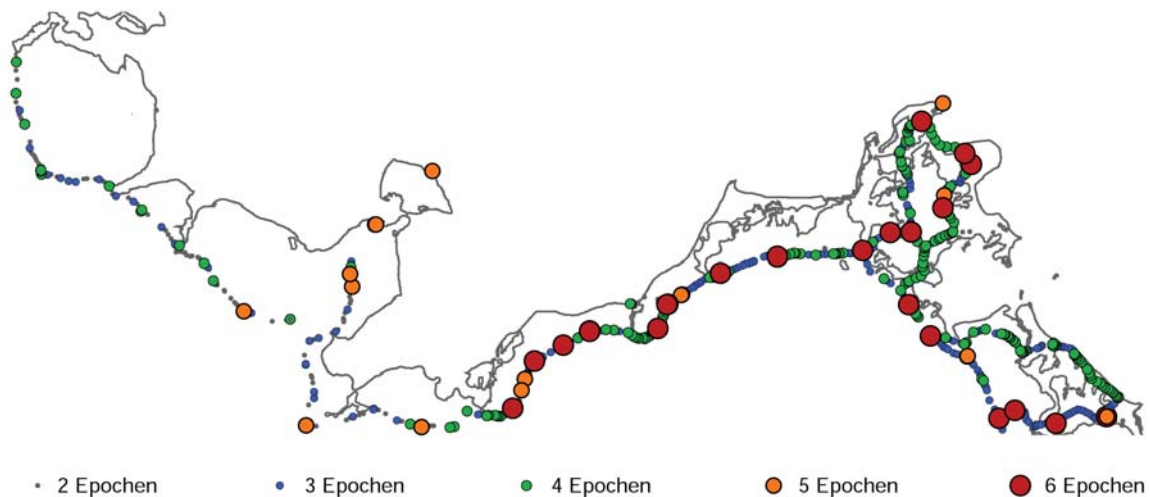


Abb. 8: Wiederholungsmessungen an Nivellements Punkten. Dargestellt ist die Anzahl der für die Festpunkte vorliegenden Messepochen

bewegungen überlagert, können auf der Grundlage der verfügbaren Dokumentationen jedoch im Einzelnen nicht nachvollzogen werden.

Ein bedeutender Teil dieser unerwünschten systematischen Effekte kann allerdings vermieden werden, wenn anstelle der Höhen auf die unkorrigierten Messwerte der Höhenunterschiede zwischen den Festpunkten zurückgegriffen wird. Aus diesem Grund erfolgte die hier vorgestellte Auswertung der Nivellementsdaten auf der Basis der zwischen den Nivellements Punkten gemessenen Höhenunterschiede. Dabei kann davon ausgegangen werden, dass diese Höhenunterschiede nur in geringem Maße (höchstens wenige Millimeter) systematischen Einflüssen unterworfen sind. Dies bestätigt eine Abschätzung einiger verbleibender Einflüsse.

Für die historischen Nivellements vor 1945, für die lediglich Höhenverzeichnisse, nicht aber Linienverzeichnisse mit den originalen Messelementen vorliegen, mussten die Höhenunterschiede aus den Höhen aufeinanderfolgender Festpunkte gewonnen werden. Durch die Bildung der Höhendifferenzen wurde der Einfluss von Datumsübergängen eliminiert. Die Maßstabsänderung infolge der Nutzung des legalen Meters durch die Preußische Landesaufnahme wirkt sich infolge der geringen Höhenunterschiede in Küstennähe vernachlässigbar gering aus, für einen Höhenunterschied von 150 m erreicht ihr Einfluss 2 mm. Auch die Verfälschung der Höhenunterschiede durch angebrachte Korrekturen ist unbedeutend. An keine der historischen Nivellements wurden Schwereanomalien- und Gezeitenkorrekturen angebracht, lediglich die Messungen des Reichsamtes für Landesaufnahme und das frühe Ostseeküstennivellement wurden hinsichtlich der Niveauflächenkonvergenz korrigiert. Der Einfluss dieser breitenabhängigen Korrektur wurde beispielhaft entlang der Linie Arkona (Norden)–Zirchow (Süden) modelliert und überstieg dabei 2 mm nicht. Während die Festpunkthöhen der Preußischen Landesaufnahme (TALP) und des Reichsamtes für Landesaufnahme (RAfL) Ergebnisse einer Ausgleichung der Messfehler darstellen, sind die zu Grunde liegenden Höhenwerte für das frühe Küstennivellement frei von den Einflüssen einer Ausgleichung.

Die in den erschlossenen Dokumenten (Tab. 4) enthaltenen Nivellementsdaten wurden in einer einheitlichen Datenbank erfasst. Um eine homogene Analyse zu gewährleisten, mussten die Daten einheitlich strukturiert, verifiziert und auf Konsistenz geprüft werden. Die Identifizierung homologer Festpunkte in den Datensätzen der verschiedenen Nivellementsepochen

erfolgte auf der Grundlage der Punktbeschreibungen in den Originaldokumenten. Insbesondere für die zum Teil spärlich dokumentierten frühen Epochen waren zur eindeutigen Feststellung der Punktidentitäten Feldbegehungen von großem Wert. Die erstellte Datenbank umfasst 1940 Nivellementspunkte, die zu 5 Linien mit einer Gesamtlänge von ca. 1400 km zusammengefasst wurden, und Messdaten von sechs Epochen (acht Nivellements).

Der Höhenunterschied zwischen zwei beliebigen, durch eine ununterbrochene Nivellementslinie miteinander verbundenen Festpunkten wird durch Aufsummieren der in der Datenbank abgelegten streckenweisen Höhenunterschiede gewonnen. Liegen darüber hinaus Messungen zwischen beiden Punkten zu weiteren Epochen vor, so kann der zeitliche Verlauf der relativen Höhenänderung zwischen beiden Punkten aus dem Vergleich der aus den verschiedenen Epochen resultierenden Höhenunterschiede ermittelt und analysiert werden. Wenn der Nachweis rezenter vertikaler Erdkrustendeformationen im Mittelpunkt der Untersuchung steht, bietet sich eine Approximierung der zeitlichen Höhendifferenzänderungen zwischen den Epochen in Form eines linearen Trends an. Dieser Trend repräsentiert dann die mittlere vertikale Geschwindigkeit des einen relativ zum anderen Festpunkt. In Abb. 9 ist beispielhaft für vier Punktpaare die zeitliche Entwicklung der relativen Höhenunterschiede aus wiederholten Nivellements und der daraus geschätzte Höhenänderungstrend dargestellt.

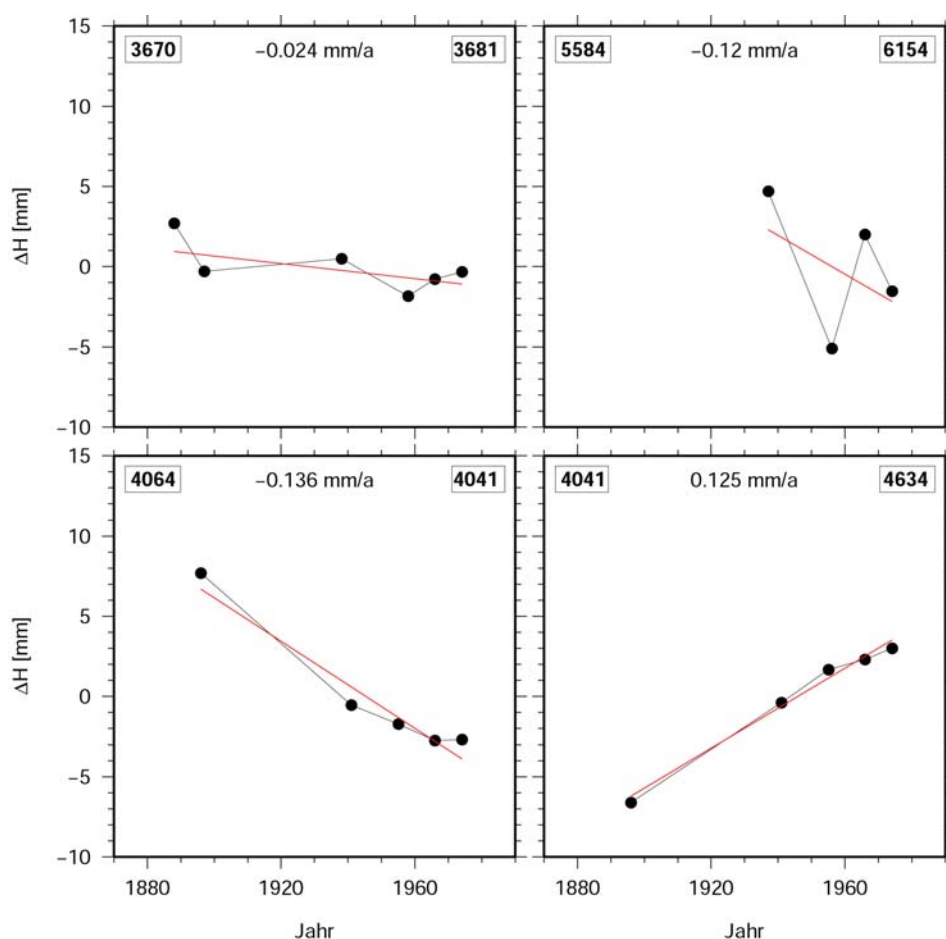


Abb. 9: Zeitliche Entwicklung von relativen Höhenunterschieden für vier Paare von Festpunkten aus Wiederholungsnivellements (schwarze Punkte, mittelwertreduziert) und daraus abgeleitete Höhenänderungsrate (rote Trendgerade). Oben links: Relative Hebung eines Punktes in Ramin (3670) gegenüber Samtens (3681); oben rechts: Murchin (5584) und Usedom (6154); unten: Gelbensande, Gasthaus (4041) relativ zu Gelbensande, Bahnhof (4634, rechts) und Damgarten, Kirche (4064, links)

Aus der sukzessiven Trendbestimmung für die Festpunkte einer Nivellementsline bezüglich eines gemeinsamen Referenzfestpunktes ergibt sich ein Profil der relativen Höhenänderungsraten entlang der Linie, das die räumliche Variation der Hebungs-/Senkungsgeschwindigkeit bezüglich des Referenzpunktes beschreibt. Bei der Auswahl der das Profil bildenden Nivellementspunkte ist dabei ein Kompromiss zwischen der räumlichen Auflösung des Profils und der Zuverlässigkeit der Trendbestimmung zu finden. Die maximal mögliche Auflösung entlang der Nivellementsline ergibt sich aus der Berücksichtigung aller mindestens zweimal nivellierten Festpunkte. Auf der Grundlage nur weniger Epochen bestimmte Höhenänderungstrends sind allerdings mit erhöhten Unsicherheiten behaftet. Die Beschränkung auf Festpunkte mit einer bestimmten Mindestepochenanzahl liefert zwar genauere Trends, vermindert jedoch ihre Zahl und räumliche Verteilung.

Diesem Dilemma wird dadurch begegnet, dass zunächst für die wenigen Festpunkte mit maximal möglicher Epochenanzahl zuverlässige relative Höhenänderungstrends ermittelt und anschließend durch schrittweises Verringern der Mindestepochenanzahl zunehmend verdichtet werden. Auf diese Weise können die detaillierten räumlichen Trendmuster aus wenigen Epochen in ihren Trendwerten an den Stützstellen verifiziert, beziehungsweise die räumlichen Gültigkeitsbereiche der zuverlässiger bestimmten Trendwerte präzisiert werden.

Das wird in Abb. 10 am Beispiel des Nivellementslinienabschnitts Flensburg–Elmschenhagen verdeutlicht. Die aus mindestens vier Nivellementsepochen bestimmten Höhenänderungstrends lassen weiträumige Muster des relativen Hebungs-/Senkungsverhaltens erkennen. Die Verdichtung des Ausschnitts zwischen den Festpunkten 2439 und 2965 durch Trends aus nur drei Messepochen macht deutlich, dass das relative Absinken des Punktes 2719 um ca. 3 cm in 100 Jahren lokal eng begrenzt ist.

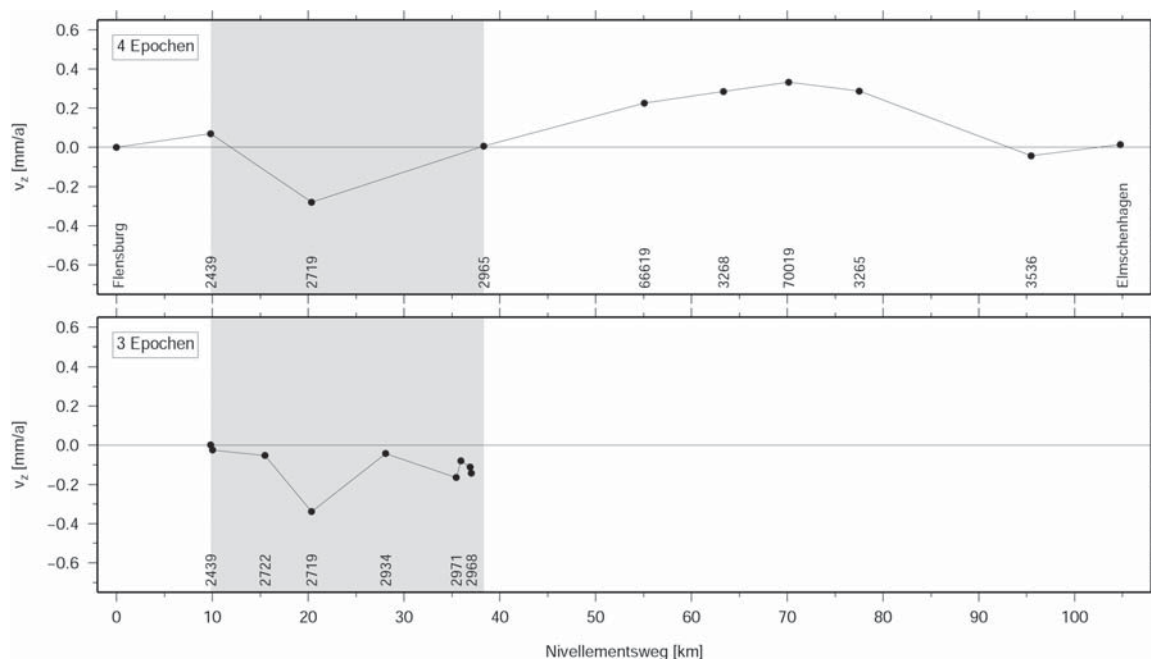


Abb. 10: Beispiel eines Profils der Höhenänderungsraten entlang des Linienabschnitts Flensburg–Elmschenhagen. Über die Nivellementsweglänge sind die aus mindestens vier Messepochen abgeleiteten Höhenänderungsraten relativ zum Festpunkt Flensburg, Nicolaikirche aufgetragen (oben). Die Hinzunahme von Festpunkten mit weniger Messepochen gestattet eine höhere räumliche Auflösung und belegt, dass das relative Absinken des Punktes 2719 lokal eng begrenzt ist (unten)

5. Relative Höhenänderungen entlang der Nivellementslinien

Nach dem beschriebenen Vorgehen wurden relative Höhenänderungstrendprofile für alle untersuchten und in Abb. 7 dargestellten Nivellementslinien bestimmt. Die erhaltenen Profile der relativen Höhenänderungsgeschwindigkeiten entlang der küstenparallelen Linie Flensburg–Zirchow sowie der beiden genähert nach Norden orientierten Linien Plön–Marienleuchte und Stralsund–Arkona sind in Abb. 11 wiedergegeben. Die Profile sind dazu bestimmt, ein möglichst zuverlässiges Bild der großräumigen Vertikalbewegungen im Küstengebiet der Ostsee zu vermitteln. Sie enthalten daher eine beschränkte Anzahl von Profilverpunkten, für die zu mindestens vier (Mecklenburg–Vorpommern) beziehungsweise drei (Schleswig–Holstein) Messperioden untereinander konsistente und plausible Höhenunterschiede vorliegen.

Für die küstenparallele Hauptlinie sind die Hebungs- und Senkungsgeschwindigkeiten relativ zum Nivellementspunkt Flensburg, Nicolaikirche angegeben. Insgesamt ergeben sich entlang der deutschen Ostseeküste nur geringe relative Höhenänderungstrends. Im Verlauf der Nivellementslinie variieren sie um maximal 0,5 mm/a. Das bedeutet, dass sich in 100 Jahren die Höhenunterschiede zwischen den Festpunkten um höchstens 5 cm ändern. Ungeachtet der geringen Beträge werden neben weiten Abschnitten homogenen Verhaltens Lokationen auffälliger Änderungen des Hebungs-/Senkungsregimes deutlich. Beim Vergleich verschiedener Profilverbereiche untereinander ist zu berücksichtigen, dass die variierende Profilverpunktdichte Unterschiede in der räumlichen Auflösbarkeit von Höhenänderungsmustern und somit in den bestimmbar Maximalbeträgen relativer Höhenänderungen bedingt. Dies gilt insbesondere für die Abschnitte östlich von Damgarten. Des Weiteren ist zu beachten, dass den Profilverabschnitten unterschiedlich viele Messungen zugrundeliegen.

Die Profile Plön–Marienleuchte und Stralsund–Arkona in Abb. 11 belegen prinzipiell mit der Hauptlinie vergleichbare Höhenänderungsverhältnisse. Beide voneinander unabhängig bestimmten Profile lassen übereinstimmend eine Hebung der nördlichen relativ zu den südlichen Punkten erkennen. Für die Nivellementslinie nach Marienleuchte ergibt sich über eine Entfernung von 110 km eine relative Hebungsgeschwindigkeit von 0,2 mm/a, die relative Hebung von Arkona bezüglich Stralsund beträgt bei annähernd gleicher Linienlänge 0,3 mm/a. In beiden Profilen sind Abschnitte geringer Höhenänderungsvariabilität von Bereichen erhöhter Trendgradienten zu unterscheiden.

Die abgebildeten Trends spiegeln die Änderung des zwischen den Festpunkten gemessenen oder aus Höhenangaben abgeleiteten Höhenunterschieds wider, die sich aus den residualen Effekten von Messunsicherheiten und systematischen Einflüssen sowie tatsächlichen relativen Vertikalbewegungen zusammensetzt.

Der systematische Anteil von Messfehlern ist bereits in den frühen Präzisionsnivellements durch eine geeignete Messanordnung, Instrumententechnik und -kalibrierung weitgehend reduziert worden; dazu zählen die Effekte der Erdkrümmung, Refraktion, Ziellinienfehler sowie Maßstabsfehler und Einsinken der Nivellierlatten. Besondere Fehlereinflüsse sind für Stromübergangsnivellements in Betracht zu ziehen, wie sie auch zur Höhenübertragung vom Festland auf Inseln angewandt werden. Während sich der Nivellementsübergang zur Insel Rügen in einer im Rahmen der vorgestellten Arbeiten durchgeführten, gezielten Untersuchung als vergleichbar genau mit anderen Strecken erwiesen hat, könnte die in Abb. 9 (oben rechts) oben rechts ins Auge fallende Oszillation des Höhenunterschieds zwischen Murchin und Usedom Ausdruck für Unsicherheiten bei der Höhenübertragung über den Peenestrom sein. Für die aus Festpunkthöhen der Epochen TALP, OKN1 und RAfL gewon-

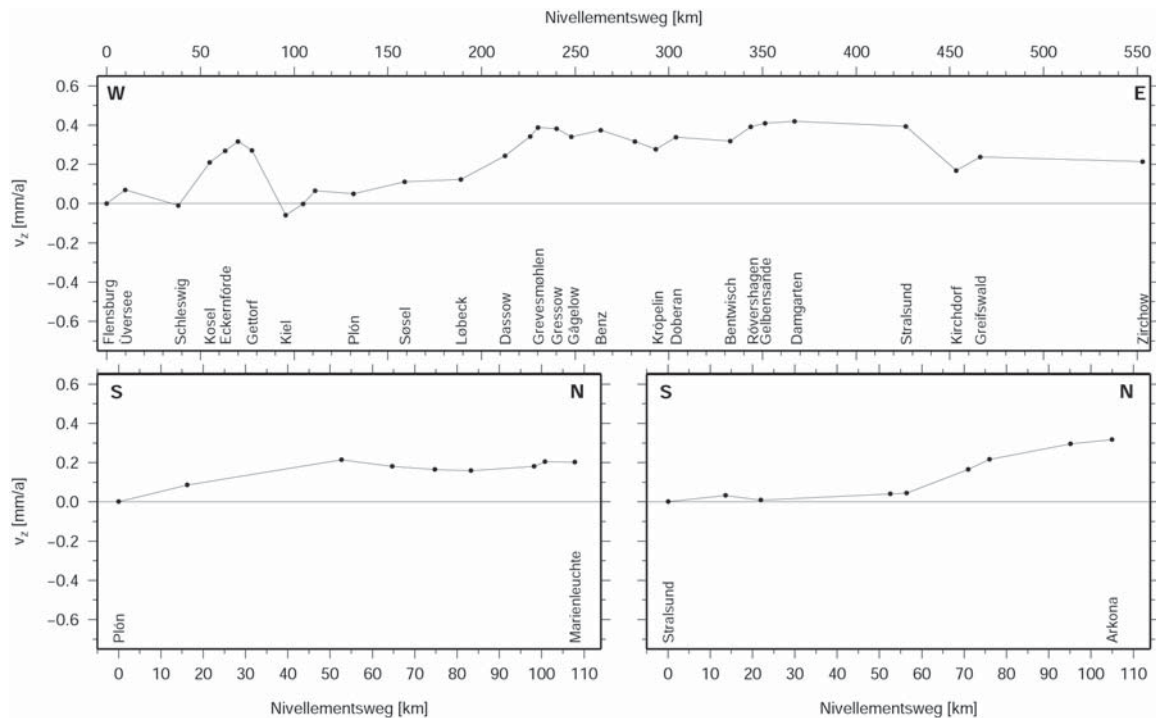


Abb. 11: Aus Wiederholungsnivellements gewonnene Profile relativer Höhenänderungsgeschwindigkeiten entlang der Nivellementslinien Flensburg–Zirchow (oben, Bezugspunkt Flensburg, Nicolaikirche), Plön–Marienleuchte (unten links, Bezugspunkt Plön, Nicolaikirche) und Stralsund–Arkona (unten rechts, Bezugspunkt Stralsund, Marienkirche)

nenen Höhenunterschiede sind zusätzlich systematische Auswirkungen von Ausgleichung sowie Maßstabsübergang (TALP) beziehungsweise Korrektur der Niveauflächenkonvergenz (OKN1, RAfL) zu berücksichtigen. Diese Einflüsse wirken vorrangig weiträumig, zwischen benachbarten Festpunkten dagegen nur gering.

Die Genauigkeit des geometrischen Nivellements ist stark entfernungsabhängig. Unter Zugrundelegung der für die einzelnen Nivellements angegebenen mittleren Kilometerfehler ergeben sich insbesondere für die langen Nivellementswege zwischen den wenigen zu allen Epochen beobachteten Festpunkten große formale Fehlermaße, die im Allgemeinen die Ausmaße der zeitlichen relativen Höhenänderungen übersteigen. Über kürzere Distanzen, zwischen Festpunkten mit wenigen gemeinsamen Messepochen, steigt hingegen die Unsicherheit der Trendbestimmung. Das veranschaulicht in Abb. 9 (oben links) ein Vergleich des aus sechs Beobachtungsepochen gewonnenen Trends mit den Ergebnissen der drei jüngsten Nivellements.

In Anbetracht all dessen sind die in Abb. 11 dargestellten Zahlenwerte der relativen Höhenänderungsgeschwindigkeiten mit Vorsicht zu betrachten. Zwischen benachbarten Profilverpunkten festgestellte relative Höhenänderungen können hingegen als recht sicher eingeschätzt werden. Die geringe Ausprägung von Messfehlern und systematischen Effekten über kurze Distanzen erlaubt die Interpretation der ermittelten relativen Höhenänderungen zwischen nahe gelegenen Messpunkten als reale Vertikalbewegungen. Das geometrische Nivellement ist somit zwar nur bedingt dazu geeignet, über Entfernungen von mehreren hundert Kilometern vertikale Relativgeschwindigkeiten der im Untersuchungsgebiet auftretenden Größenordnung zu ermitteln. Es ist jedoch in der Lage, räumlich detailliert Variationen im Hebungs-/Senkungsverhalten nachzuweisen.

Zwischen Nivellementspunkten festgestellte Vertikalbewegungen können vielfältige Ursachen haben. Hinsichtlich ihrer räumlichen Ausprägung lassen sie sich in punktuelle, lokale und regionale Effekte einteilen.

Punktuelle Vertikalbewegungen, wie sie infolge Instabilitäten der Vermarkung denkbar sind, erfassen lediglich einen individuellen Festpunkt. Häufiger erfolgt allerdings eine Verlagerung des Vermarkungsträgers, in der Regel massive Gebäude, infolge Setzungen. Das in Abb. 9 (unten) reflektierte Absinken des Festpunktes Gelbensande, Gasthaus gegenüber den nächstgelegenen Punkten Gelbensande, Bahnhof und Damgarten, Kirche dient hierfür als Beispiel und ist durch ein für Gebäudesetzungen typisches Abklingen der Senkungsraten gekennzeichnet.

Lokale Vertikaldeformationen äußern sich in gleichartigen Trends für kompakte, deutlich abgegrenzte Punktgruppen. Sie treten oft in urbanen Bereichen, beispielsweise infolge lokaler Bauwerksauflasten, Erdbauarbeiten, Grundwasseränderungen oder Ausspülungen auf. Die verstärkte Kompaktion in ehemaligen, heute verfüllten Flusstälern stellt eine weitere Ursache für lokale Senkungen dar.

Regionale vertikale Erdkrustendeformationen an der südlichen Ostseeküste können schließlich auf Neotektonik oder die postglaziale Landhebung zurückgeführt werden. Neotektonisch verursachte Hebungen, Senkungen und Kippungen erfassen große, durch begrenzte, homogene Profilabschnitte repräsentierte Blöcke. Die isostatische Ausgleichsreaktion der Erdkruste auf ihre Entlastung seit der letzten Vereisung Nordeuropas stellt hingegen eine bruchlose vertikale Deformation von überregionaler Ausdehnung und mit einem Hebungsmaximum im nördlichen Fennoskandien dar. In Abb. 12 ist ein Modell der rezenten vertikalen Erdkrustendeformation im Ostseeraum als Folge der visko-elastischen Reaktion auf die verschwundene Eisauflast entsprechend dem Modell ICE4G (PELTIER, 1998) dargestellt.

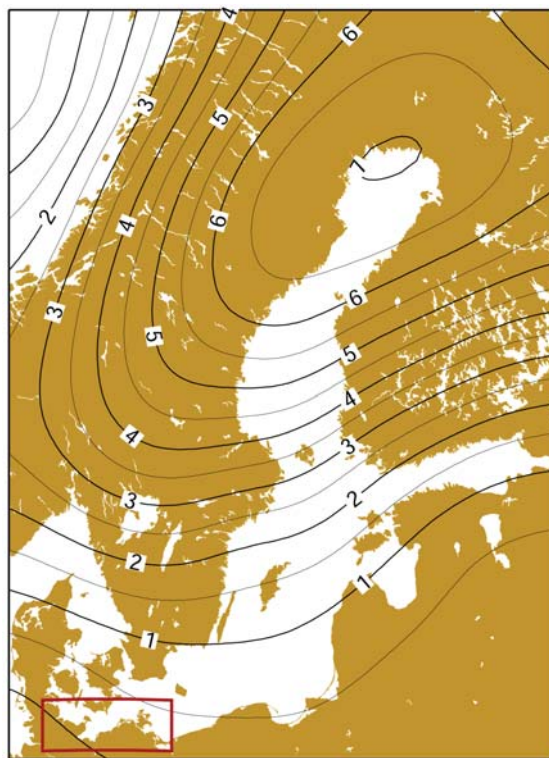


Abb. 12: Modellierte rezente vertikale Krustenbewegungen (in mm/a) infolge der postglazialen isostatischen Ausgleichsreaktion im Ostseeraum auf der Grundlage des Eisauflastmodells ICE4G (PELTIER, 1998)

Sollen die Nivellementsergebnisse hinsichtlich Deformationen der Erdkruste interpretiert werden, so sind die überlagerten punktuellen und lokalen Effekte sorgfältig zu separieren. Festpunkte, die von solchen engräumigen, infolge der Schwerkraft zumeist als Senkung ausgeprägten Bewegungen gekennzeichnet sind, werden hierzu von der weiteren Analyse ausgeschlossen. Dieser Bedingung ist in Abb. 11 Rechnung getragen, indem Festpunkte mit Anzeichen auf punktuelle oder lokale Höhenänderungen hier nicht enthalten sind. Die gewonnenen Profile stehen nun für eine geologische Interpretation hinsichtlich rezenter vertikaler Krustendeformationen bereit.

Das küstenparallele Profil (Abb. 11, oben) weist für den langen Nivellementslinienabschnitt Grevesmühlen–Stralsund nur sehr geringe Variationen in der relativen Höhenänderungsgeschwindigkeit aus. Zwischen Kiel und Grevesmühlen zeigt sich die generelle Tendenz einer relativen Hebung der östlichen gegenüber den westlichen Festpunkten. Wenn auch das betragsmäßige Ausmaß dieser scharnierartigen Kippung von fast 0,5 mm/a in Anbetracht der über 130 km akkumulierten Messfehler und systematischen Effekte nicht als gesichert angesehen werden kann, so weist doch die über acht Einzelstrecken gleichartig fortgesetzte Änderung der Höhenunterschiede auf tatsächliche relative vertikale Krustendeformationen hin. Das Muster der beiden Profilabschnitte könnte durch zwei neotektonische Blöcke unterschiedlichen rezenten Vertikalbewegungsverhaltens erklärt werden. In einer Karte der geologisch-tektonischen Situation des Untersuchungsgebiets (DUPHORN, 1995, S. 9) koinzidiert die aus den Nivellementsergebnissen abgelesene Lage des Übergangs zwischen den beiden Einheiten mit dem Verlauf des Gifhorn-Lübecker Tiefenbruchs. Ein weiterer markanter Wechsel in den Höhenänderungsgeschwindigkeiten entlang der Nivellementslinie Plön–Marienleuchte bei Neustadt scheint die rezente Aktivität dieser tektonischen Störung zu bestätigen.

Der Profilabschnitt zwischen Kiel und Schleswig ist von einer relativen, nach Eckernförde hin kuppelförmig zunehmenden Hebung gekennzeichnet. Über eine Distanz von 30 km deuten die Nivellementsergebnisse hier auf differenzielle Höhenänderungen von ca. 4 cm pro Jahrhundert hin. Für diesen Raum weist das geologische Schema Salzdiapire aus. Ein Quellen des salzhaltigen Untergrundes kann möglicherweise für die Wölbung der Erdoberfläche verantwortlich sein. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass der starke Gradient in der Hebungsintensität zwischen Schleswig und Kosel lediglich drei Messperioden entspringt.

Die für die beiden Nebenlinien Plön–Marienleuchte und Stralsund–Arkona gleichermaßen festgestellte Hebung der nördlichen Profilabschnitte gegenüber den südlichen ist schließlich konsistent mit dem Modell der postglazialen isostatischen Krustendeformation (Abb. 12).

In Abb. 13 sind die Lokationen auffälliger Wechsel im Höhenänderungsverhalten veranschaulicht. Der Vergleich dieser aus geodätischen Messungen gewonnenen Ergebnisse mit den geologisch-tektonischen Modellen (DUPHORN, 1995; MÖBUS, 1996) deckt weitere interessante Übereinstimmungen auf. So fallen markante Vertikalbewegungsänderungen auf der Insel Rügen, wo die hohe Nivellementsliniendichte auch Rückschlüsse auf die flächenhafte Ausprägung der Profilmuster erlaubt, mit dem Verlauf der Bergener Störung zusammen. Das relative Absinken der Halbinsel Zudar sowie der Südspitze Wittows scheint hingegen in Kompaktionseffekten begründet zu liegen.

Die Detektion weiträumiger vertikaler Krustendeformationen aus Wiederholungsnivellements wird durch lokale Senkungserscheinungen erschwert. Andererseits ist der Nachweis vertikaler Bewegungen einzelner Festpunkte von praktischer Bedeutung für ihre angewandte geodätische Nutzung und die Planung zukünftiger Nivellements. Die in Abb. 14 veranschau-

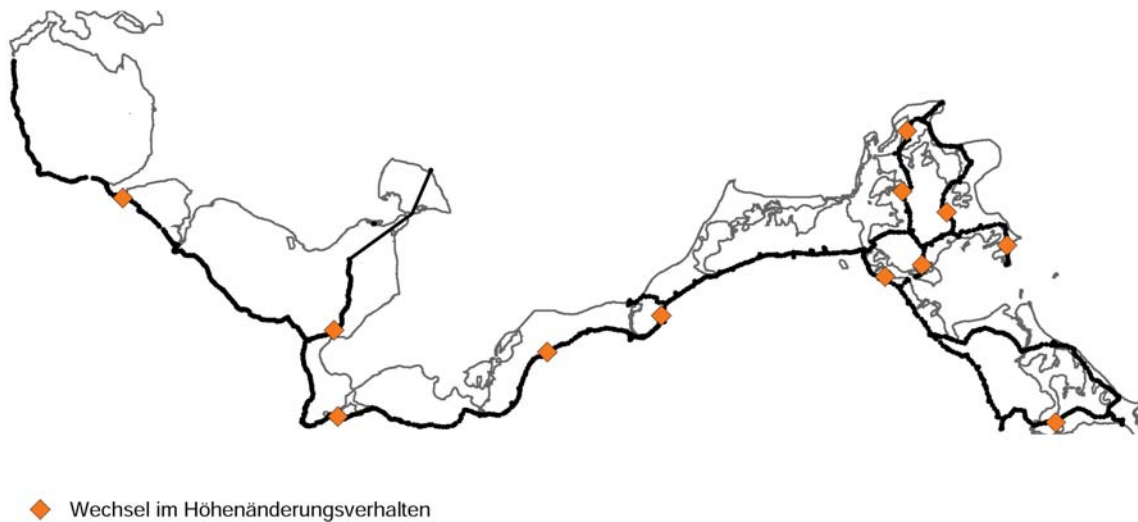


Abb. 13: Lokation von auffälligen Änderungen im relativen Hebungs- und Senkungsverhalten in den aus Wiederholungsnivellements gewonnenen Profilen

lichte Übersicht von Festpunkten, für die individuelle oder lokal beschränkte Senkungen festgestellt wurden, stellt in dieser Hinsicht ein weiteres Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen dar. Die in der Abbildung erkennbare Konzentration sinkender Nivellements-punkte im östlichen Teil des Untersuchungsgebietes ist dabei auf die inhomogene Daten-grundlage zurückzuführen (Abb. 8). Für die Linien im westlichen Teil stehen generell weniger Messepochen sowie eine deutlich geringere Anzahl wiederholt eingemessener Fest-punkte zur Verfügung, was eine zweifelsfreie Eingrenzung der ermittelten Relativbewe-gungen erschwert.

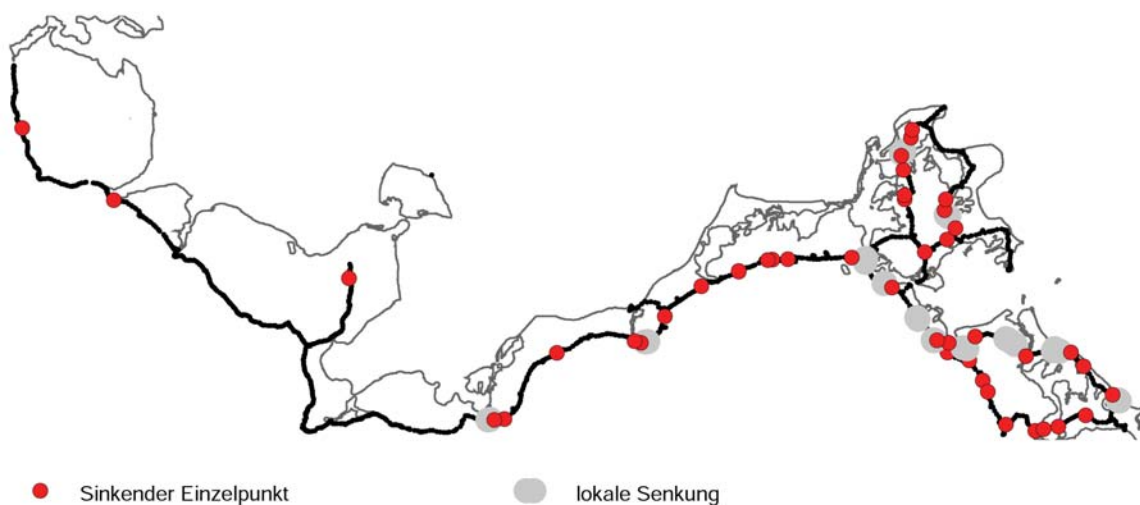


Abb. 14: Lage von Nivellementspunkten, für die individuelle beziehungsweise lokale Senkungen nach-gewiesen wurden

6. Säkulare Niveauverschiebungen an Küstenpegeln und ihr Vergleich mit Nivellements

Seit dem frühen 19. Jahrhundert erfolgen an der südlichen Ostsee regelmäßige Wasserstandsmessungen an Küstenpegeln (LIEBSCH et al., 2000). Sie geben Aufschluss über relative Niveauänderungen zwischen dem Pegel und dem mittleren Meeresspiegel und sind seit jeher eng mit geodätischen Höhenbestimmungen verknüpft. Im Untersuchungsgebiet liegen heute für eine Vielzahl von Pegelstationen langjährige Zeitreihen der Wasserstandsbeobachtungen vor.

Sie reflektieren zunächst mit hoher zeitlicher Auflösung die Änderung des Wasserstands bezüglich des Nullpunkts des Pegels. Wenn sich eine Messreihe über den gesamten Beobachtungszeitraum hinweg auf einen einheitlichen, höhenmäßig unveränderten Nullpunkt bezieht, so beschreibt sie die relativen Meeresspiegeländerungen an der Lokation des Pegels. Diese setzen sich aus Höhenvariationen des Meeresspiegels einerseits und landseitigen Vertikalbewegungen andererseits zusammen. Ausgehend von der Annahme, dass in einem begrenzten Küstenabschnitt langfristige absolute Meeresspiegeländerungen in gleicher Weise erfolgen, kann der Vergleich der an verschiedenen Pegellokationen beobachteten relativen Meeresspiegeländerungen Aufschluss über relative Vertikalbewegungen der Küstenabschnitte untereinander liefern, wie sie auch aus wiederholten Präzisionsnivellements gewonnen werden können.

Der einheitliche Höhenbezug der Wasserstandsmesswerte ist zunächst nicht gegeben. Ursachen für Höhenänderungen des Nullpunkts eines Pegels schließen Änderungen in der Definition des Nullpunkts, konstruktive Veränderungen der Pegelanlage sowie Höheninstabilitäten des Pegels und seiner nächsten Umgebung, in der Regel Hafenanlagen, ein. Bevor Pegelmessreihen zur Bestimmung relativer Meeresspiegeländerungen genutzt werden können, müssen demnach die originalen Messdaten hinsichtlich ihres Höhenbezugs homogenisiert werden.

Zum Nachweis der Höhenstabilität der Pegelnullpunkte, beziehungsweise zur Rekonstruktion von Nullpunktsänderungen, dienen in regelmäßigen Abständen durchgeführte Kontrollnivellements zwischen den Pegeln und mehreren nahe gelegenen, in Bezug auf das amtliche Höhennetz eingemessenen Höhenfestpunkten. Eine Vereinheitlichung des Pegelbezugs wurde für acht Pegel an der südlichen Ostseeküste realisiert, für vier Stationen in Mecklenburg-Vorpommern ist sie in LIEBSCH et al., 2000 vorgestellt. Die Lage der untersuchten Pegel Marienleuchte, Wismar, Warnemünde, Barth, Sassnitz, Greifswald, Swinoujcie sowie Travemünde (JENSEN und TÖPPE, 1986) ist in Abb. 7 verdeutlicht; weiterhin wurden die Wasserstandsaufzeichnungen des Pegels Kolobrzeg (Kolberg, Polen) bearbeitet. Im Ergebnis liegen für diese Stationen homogene Zeitreihen von Monatsmittelwerten des beobachteten Wasserstandes über 121 bis 186 Jahre Dauer vor. Abb. 15 zeigt exemplarisch die gewonnene Wasserstandsreihe für den Pegel Warnemünde. Dargestellt sind die monatlichen Mittelwasserstände sowie die Pegelreihe nach einer Tiefpassfilterung (Gauß-Filter, Filterbreite 5 Jahre). Neben den langzeitigen Variationen des Meeresspiegels wird dabei auch der säkulare Trend der Meeresspiegeländerung deutlich.

Aus dem linearen Trend der aufbereiteten Pegelreihen wurden für die Pegellokationen die säkularen relativen Meeresspiegeländerungen bestimmt. Die eustatische Komponente relativer Meeresspiegelvariationen hängt wesentlich von klimatischen Faktoren ab, die im Zeitraum der vorliegenden Pegelbeobachtungen variieren. Daraus ergibt sich eine Abhängigkeit der ermittelten säkularen relativen Meeresspiegeltrends vom zu Grunde liegenden Beobachtungsintervall. Dieses ist für die bearbeiteten Pegel nicht einheitlich aufgrund des un-

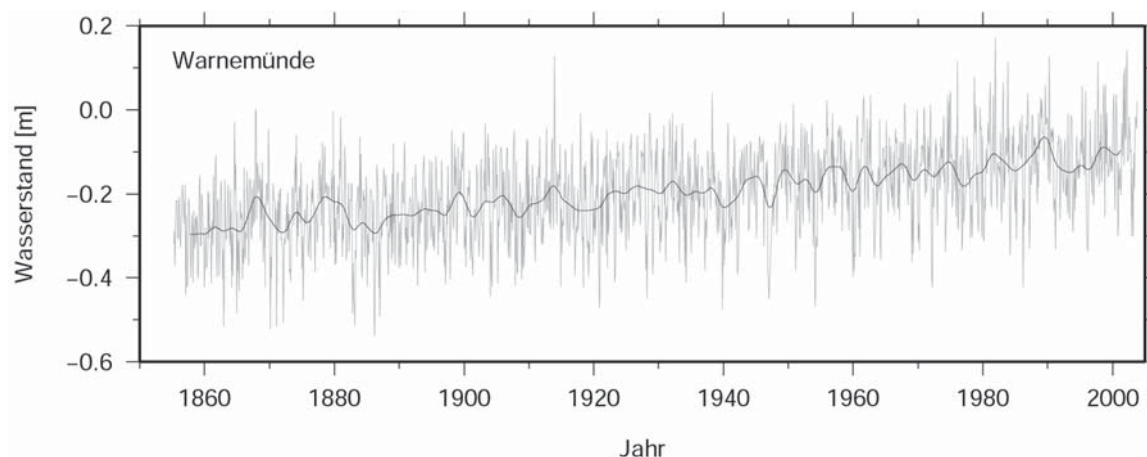


Abb. 15: Homogene Langzeitpegelreihe für den Küstenpegel Warnemünde

terschiedlichen Beobachtungsbeginns und mehrjähriger Unterbrechungen der Wasserstandsaufzeichnungen an einzelnen Stationen. Für die Vergleichbarkeit der Wasserstandstrends und ihre Nutzung zur Ableitung landseitiger Vertikalbewegungen ist dieser systematische Effekt zu berücksichtigen. Das erfolgte durch die Nutzung der sehr zuverlässigen Pegelreihe Warnemünde als Referenz, zu der für alle anderen Pegel die Differenzreihen gebildet und analysiert wurden. Da Wasserstandsvariationen an benachbarten Pegellokationen stark korrelieren, weisen die Differenzreihen ein erheblich reduziertes Rauschen auf, wodurch residuale systematische Effekte detektierbar und die relativen Trends genauer bestimmbar werden. Im Ergebnis liegen für die untersuchten Pegelreihen vergleichbare, auf ein einheitliches Beobachtungsintervall bezogene säkulare Trends der relativen Meeresspiegeländerungen vor. Sie sind in Tab. 5 gegenübergestellt.

Tab. 5: Säkulare relative Meeresspiegeländerungen an der südlichen Ostsee aus homogenen Langzeitpegelreihen (¹ aus JENSEN und TÖPPE, 1986)

Pegel	Beobachtungszeitraum	Säkulare relative Meeresspiegeländerung [mm/a]
Marienleuchte	1882–2003	1,04
Wismar	1848–2003	1,41
Warnemünde	1855–2003	1,16
Barth	1863–2003	0,71
Sassnitz	1882–2003	0,64
Greifswald	1873–2003	0,86
Swinoujście	1811–1997	1,09
Kolobrzeg	1816–1999	1,13
Travemünde ¹	1826–1995	1,64

Im Gegensatz zu den geometrischen Nivellements weisen die Wasserstandsmessungen eine über den gesamten Beobachtungszeitraum homogene Qualität auf. Die Unsicherheit der ermittelten zeitlichen Niveauverschiebungstrends wird wesentlich durch die Stabilität der Pegelnullpunktshöhe, zum Teil auch durch hydrodynamische Gegebenheiten in der Pegelumgebung beeinflusst und ist damit im Prinzip unabhängig von der Entfernung zwischen

den Pegeln. Es kann eingeschätzt werden, dass die aus den Pegelmessungen gewonnenen säkularen relativen Meeresspiegeländerungen auf 0,1 bis 0,2 mm/a genau sind.

An allen Pegeln an der südlichen Ostseeküste ist im Beobachtungszeitraum der Wasserstand gegenüber dem Festland angestiegen, die Anstiegsgeschwindigkeiten streuen um 1 mm/a. Zwischen den Pegelstationen variieren die Anstiegsgeschwindigkeiten, und ein ausgeprägter Nord-Süd-Gradient wird deutlich: Während die südlichen Pegel Travemünde und Wismar die stärksten Anstiege verzeichnen, weist die nördlichste Station Sassnitz die geringste Anstiegsrate auf. Diese Beobachtung ist im Einklang mit den aus Wiederholungsnivellements auf den Linien Plön–Marienleuchte und Stralsund–Arkona gewonnenen Ergebnissen (Abb. 11). Des Weiteren stimmt die räumliche Variation der relativen Meeresspiegeländerungen (DIETRICH und LIEBSCH, 2001) sehr gut mit dem modellierten Muster infolge postglazialer isostatischer Krustenreaktionen (Abb. 12) überein.

Die Systematik der räumlichen Variation des relativen Meeresspiegelanstiegs und ihre Übereinstimmung mit dem Modell gestatten die Schlussfolgerungen, dass sie in der Tat auf unterschiedlich intensive Vertikalbewegungen der Küstenabschnitte zurückgeführt werden kann und dass die Erdkruste im gesamten südlichen Ostseeraum weitflächigen postglazialen Ausgleichsbewegungen unterworfen ist.

Ein Vergleich der aus Wiederholungsnivellements einerseits und Langzeitpegelmessungen andererseits abgeleiteten relativen Vertikalbewegungen ist von größtem Interesse, ermöglicht er doch ihre unabhängige Verifizierung und eine Beurteilung ihrer Zuverlässigkeit. Voraussetzung dafür ist die zuverlässige Anbindung der Pegelfestpunkte, auf deren Grundlage die Homogenisierung der Pegelnullpunkthöhe erfolgte, an das ausgewertete Nivellementsnetz. Die vorliegenden Daten erlauben einen solchen Vergleich zwischen den Pegeln Greifswald und Sassnitz, Wismar und Warnemünde sowie Warnemünde und Greifswald. Die Ergebnisse der Nivellementsauswertung und der Analyse der Pegeldata sind für diese drei Beispiele in Tab. 6 gegenübergestellt.

Zwischen beiden Verfahren ergeben sich Widersprüche in den relativen Vertikalbewegungsraten von 0,0 (Greifswald–Sassnitz) bis 0,5 mm/a (Warnemünde–Greifswald). Diese Widersprüche setzen sich aus den Messunsicherheiten beider Verfahren zusammen. Für die aus zwei Pegelreihen abgeleiteten relativen Vertikalraten kann ein Fehler von 0,2 mm/a angenommen werden, und zwar unabhängig von ihrer gegenseitigen Entfernung. Für die weniger entfernten Pegelpaare Greifswald–Sassnitz und Wismar–Warnemünde resultieren Differenzen innerhalb des Fehlerbereichs der Pegeltrends. Die längste der drei Linien weist eine deutlich höhere Abweichung auf, was mit der entfernungsabhängigen Unsicherheit der Nivellementsergebnisse begründet werden kann und die begrenzte Eignung des Nivellements zum Nachweis von Vertikalbewegungen über sehr weite Entfernungen unterstreicht. Aus dieser Differenz und unter Berücksichtigung der Unsicherheit der Pegelergebnisse kann geschlossen werden, dass die aus Wiederholungsnivellements gewonnenen Vertikalbewegungsraten über Entfernungen einiger hundert Kilometer auf 0,5 mm/a genau sind und dass die für den Küstenbereich der Ostsee ermittelten relativen Vertikalbewegungstrends somit nicht signifikant sind.

Die Messverfahren des geometrischen Nivellements und Wasserstandsbeobachtungen unterscheiden sich in vielfacher Hinsicht. Das Nivellement liefert Höhenunterschiede bezüglich einer Äquipotenzialfläche des Erdschwerefelds durch eine Vielzahl linienförmig zusammengesetzter Partialmessungen. Daraus resultieren einerseits eine hohe Messpunktdichte entlang der Nivellementslinie und andererseits die ausgeprägte Entfernungsabhängigkeit der Messgenauigkeit. Vertikalverschiebungen werden von den wenigen Nivellementsepochen zeitlich nur begrenzt aufgelöst.

Tab. 6: Vergleich von Vertikalbewegungsraten aus Wiederholungsnivellements und Pegelbeobachtungen (Angaben in mm/a)

Pegelstationen		Relative Vertikalbewegung aus: Pegel Nivellement		Differenz Pegel – Nivellement
Wismar	Warnemünde	+ 0,25	+ 0,02	0,2
Warnemünde	Greifswald	+ 0,30	- 0,15	0,5
Greifswald	Sassnitz	+ 0,22	+ 0,24	0,0

Im Gegensatz dazu sind die kontinuierlichen Pegelmessungen dazu geeignet, den zeitlichen Verlauf der relativen Niveauverschiebungen zwischen Meeresspiegel und Küste zuverlässig und zeitlich hochaufgelöst zu erfassen. Diese Verschiebungsraten liegen hingegen nur punktuell für die Pegellokationen vor.

Es wird deutlich, wie sich beide Methoden in ihrem räumlichen und zeitlichen Charakter in hervorragender Weise ergänzen. Unter der Annahme, dass eustatische Meeresspiegeländerungen den untersuchten Küstenabschnitt gleichermaßen erfassen, kann aus den Pegelmessungen das großräumige Bild der relativen vertikalen Krustendeformationen gewonnen werden. Die Wiederholungsnivellements ermöglichen darüber hinaus eine Spezifizierung des Gültigkeitsbereichs der verzeichneten Relativverschiebungen sowie eine feine Auflösung der räumlichen Struktur von Vertikalbewegungen zwischen den Pegeln.

7. A u s b l i c k

Auf ihrer Frühjahrstagung im April 2005 hat die Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland (AdV) die „... Erneuerung des DHHN mithilfe des digitalen geometrischen Präzisionsnivellements, epochengleichen GNSS-Messungen sowie Absolutschweremessungen auf ausgewählten Repräsentativpunkten des DHHN ...“ in den Jahren 2006 bis 2011 beschlossen (AdV, 2005).

Auch für die Ostseeküste werden im Ergebnis dieser Erneuerung Nivellementsmessungen zu einer weiteren Beobachtungsepoche vorliegen. Für künftige Untersuchungen zu Höhenänderungen in diesem Küstenbereich kommt diesen neuen Messdaten größte Bedeutung zu. Die hier vorgestellten Analysen haben gezeigt, dass eine zuverlässige Bestimmung von relativen Höhenänderungsgeschwindigkeiten Messungen zu mindestens vier Epochen erfordern. Vorausgesetzt, dass die historischen Festpunkte in das neue Nivellement einbezogen werden, würde sich im Untersuchungsgebiet die Anzahl von Festpunkten, die dieser Bedingung genügen, mit einer Zunahme von 292 auf 616 mehr als verdoppeln. Damit einher gehen Steigerungen der Genauigkeit der in Abb. 11 dargestellten Höhenänderungsgeschwindigkeiten einerseits und der räumlichen Auflösung derartiger Profile andererseits. Insbesondere für das westliche Untersuchungsgebiet schränkt die geringe Anzahl von vorliegenden Wiederholungsmessungen die Ableitung von Vertikalbewegungen empfindlich ein.

Darüber hinaus ergibt sich inzwischen ein recht langes Zeitintervall zu den jüngsten, flächendeckenden Vergleichsmessungen (DHHN85 beziehungsweise SNN76). Die mit den Wiederholungsnivellements abgedeckte Zeitbasis wird somit auf ca. 140 Jahre ausgedehnt. Die bereits im Ergebnis des Ostseeküstennivellements 1966 gewonnene Feststellung, dass eine Zeitbasis von 10 Jahren nicht ausreicht, um vertikale Krustendeformationen an der Ost-

seeküste durch Präzisionsnivellements signifikant nachzuweisen (SCHNEIDER, 1968), wurde auch durch die hier durchgeführten Analysen bestätigt. Je länger jedoch der durch Messungen erfasste Zeitraum ist, desto größere Ausmaße nehmen kontinuierlich ablaufende Vertikalbewegungen an, sodass sich das Verhältnis zwischen den gesuchten Hebungs-/Senkungssignalen und Fehlereinflüssen verbessert.

Schließlich eröffnet die vorgesehene Kombination des Präzisionsnivellements mit den modernen Messverfahren der Satellitennavigation (GNSS) und der Absolutgravimetrie zukunftsweisende Perspektiven für die geodätische Bestimmung von vertikalen Krustendeformationen.

Die Untersuchung der Höhenänderungen im Küstenbereich der Ostsee hat dabei gezeigt, dass ein optimiertes Monitoring von Vertikalbewegungen im küstennahen Raum wiederholte Präzisionsnivellements mit langzeitigen, kontinuierlichen Pegelmessungen kombiniert. Abgesehen von der offensichtlichen Notwendigkeit einer Fortführung der langjährigen Wasserstandsmessungen ist aus geodätischer Sicht insbesondere auf die entscheidende Bedeutung einer regelmäßigen Überwachung der Pegelnullpunktshöhen hinzuweisen.

Die hier zur Anwendung gelangten Messverfahren Nivellement und Pegelbeobachtung sind lediglich in der Lage, *r e l a t i v e* Vertikalverschiebungen zwischen den Küstenabschnitten zu detektieren. Moderne, satellitenbasierte Messverfahren (GNSS) eröffnen jedoch die Möglichkeit, Festpunktverlagerungen in einem globalen Bezugssystem zu bestimmen. Als wegweisendes Beispiel für die Anwendung von GNSS zum Nachweis dreidimensionaler Krustendeformationen im Ostseeraum kann das BIFROST-Projekt in Fennoskandien gelten (SCHERNECK et al., 2002; JOHANSSON et al., 2002). Die Nutzung von GNSS zur messtechnischen Erfassung der für die südliche Ostseeküste zu erwartenden geringen vertikalen Verschiebungsraten stellt dabei höchste Genauigkeitsansprüche. Diese können nur durch einen langjährigen Betrieb permanenter GNSS-Stationen realisiert werden. Der Auswahl der Stationslokationen und der Festpunktvermarkung für diese GNSS-Stationen nach den Kriterien der Stabilität und Repräsentativität für regionale Krustendeformationen kommt hierbei eine herausragende Bedeutung zu. Derzeit vom Satellitenpositionierungsdienst der deutschen Landesvermessung (SAPOS) betriebene Permanentstationen werden diesen Anforderungen nicht in vollem Umfang gerecht. Der wissenschaftliche Nutzen eines solchen GNSS-gestützten Monitorings von Krustendeformationen wäre indessen vielfältig. Der Bezug der Ergebnisse zu einem globalen geodätischen Bezugssystem gestattet ihren direkten Vergleich mit Daten aus globalen und umgebenden Netzen und damit eine Einbettung der beobachteten Phänomene in weiträumige Zusammenhänge. Darüber hinaus macht die Bestimmung absoluter Hebungs- und Senkungsraten der Erdkruste die Separierung der in den Pegelbeobachtungen überlagerten Beiträge von Krustendeformation und Meeresspiegeländerungen, und somit eine Bestimmung des eustatischen Signals möglich.

8. D a n k

Die vorgestellten Arbeiten wurden vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen unter dem Förderkennzeichen 03KIS022 finanziert.

Durch Zugang zu den Archiven und die Bereitstellung von Nivellementsdaten wurden die Arbeiten durch das Bundesamt für Kartographie und Geodäsie, Außenstelle Leipzig (Frau M. Sacher, Dr. G. Liebsch) sowie die Landesvermessungsämter Mecklenburg-Vorpommern und Schleswig-Holstein in großzügiger Weise unterstützt. Die verwendeten Küstenpegeldaten wurden durch das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (Frau I. Perlet)

und die Wasser- und Schifffahrtsämter Stralsund (Frau M. Zimmermann) und Lübeck (Frau H. Heinzelmann) bereitgestellt. Den Vertretern und beteiligten Mitarbeitern dieser Behörden sei herzlich gedankt.

9. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- AdV: Nivellementsnetz 1960, Anhang III, München 1975.
- AdV: Die Wiederholungsmessungen 1980 bis 1985 im Deutschen Haupthöhennetz und das Haupthöhennetz 1985 der Bundesrepublik Deutschland. München, 1993.
- AdV: Deutsches Haupthöhennetz 1992 (DHHN 92). Bayer. Landesvermessungsamt München 1995.
- AdV: Zusammenfassung der Frühjahrssitzung 2005 der AdV: www.adv-online.de.
- BHW: Auszug aus dem noch nicht veröffentlichten Feinnivellement der Ostsee und der Bodden zwischen Stralsund und Ribnitz. Bureau für die Hauptnivellements und Wasserstandsbeobachtungen im Ministerium der öffentlichen Arbeiten. Unveröffentlichte, handschriftliche Aufzeichnungen. Archiv WSA Stralsund, Landesarchiv Greifswald, 1906.
- BKG: Digitale Höhenverzeichnisse, Messdateien und Punktinformationen, Leipzig, 2002.
- DIETRICH, R. u. LIEBSCH, G.: Zur Variabilität des Meeresspiegels an der Küste von Mecklenburg-Vorpommern. Zeitschrift für geologische Wissenschaften 28(6), 615–623, 2000.
- DUPHORN, K.; KLIEWE, H.; NIEDERMEYER, R.-O.; JANKE, W. u. WERNER, F.: Die deutsche Ostseeküste. Sammlung Geologischer Führer 88, 1995.
- EKMAN, M.: A Consistant Map of Postglacial Uplift of Fennoscandia. Terra Nova, 8, 158–165, 1996.
- HUPFER, P.; HARFF, J.; STERR, H. u. STIGGE, H.-J.: Die Wasserstände an der Ostseeküste. Die Küste, Heft 66, 2003.
- IHDE, J.; STEINBERG, J.; ELLENBERG, J. u. BANKWITZ, E.: On Recent Vertical Crustal Movements Derived from Relevellings Within the Territory of the G.D.R.. Gerlands Beiträge zur Geophysik, 96(3/4), 206–217, 1987.
- JENSEN, J. u. TÖPPE, A.: Zusammenstellung und Auswertung von Originalaufzeichnungen des Pegels Travemünde/Ostsee ab 1826. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 30(4), 99–107, 1986.
- JOHANSSON, J. M.; DAVIS, J. L.; SCHERNECK, H.-G.; MILNE, G. A.; VERMEER, M.; MITROVICA, J. X.; BENNETT, R. A.; JONSSON, B.; ELGERED, G.; ELOSEGUI, P.; KOIVULA, H.; POUTANEN, M.; RÖNNÄNG, B. O. u. SHAPIRO, I. I.: Continuous GPS Measurements of Postglacial Adjustment in Fennoscandia: 1. Geodetic Results. J. Geophys. Res. 107(B8), 2002.
- LANG, A.: Vorläufige Ergebnisse rezenter vertikaler Krustenbewegungen aus Vergleichen von Präzisionsnivellements in der DDR. Petermanns geographische Mitteilungen, 109, 139–143, 1965.
- LIEBSCH, G.: Aufbereitung und Nutzung von Pegelmessungen für geodätische und geodynamische Zielsetzungen. Deutsche Geodätische Kommission, Reihe C Heft 485, 1997.
- LIEBSCH, G.; DIETRICH, R.; BALLANI, L. u. LANGER, G.: Die Reduktion langjähriger Wasserstandsmessungen an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns auf einen einheitlichen Höhenbezug. Die Küste, H. 62, 3–28.
- MAJOR, W.: Höhen im System des Deutschen Haupthöhennetzes 1992. Vermessung Brandenburg, 2/1996, 29–40, 1996.
- MÖBUS, O.: Tektonische Erbanlagen im Quartär des südlichen Ostseeraumes – eine Richtungsanalyse. Zeitschrift für geologische Wissenschaften, 24(3/4), 325–334, 1996.
- NAGEL, A.: Astronomisch-Geodätische Arbeiten für die Europäische Gradmessung im Königreich Sachsen, IV. Abtheilung, Das Landesnivellement, Druck und Verlag von P. Stankiewicz, Berlin, 1886.
- PASCHEN, F.: Großherzoglich Mecklenburgische Landesvermessung, IV. Theil, Die Geometrischen Nivellements. Schwerin, 1882.
- PELTIER, W. R.: Postglacial Variations in the Level of the Sea: Implications for Climate Dynamics and Solid-Earth Geophysics. Reviews of Geophysics 4, 603–689, 1998.

- RfL: Die Nivellements von hoher Genauigkeit, Höhen über N.N. im neuen System der Trigonometrischen Abteilung des Reichsamts für Landesaufnahme, Zweiter Teil. Im Selbstverlag, Berlin, 1927.
- RfL: Ergebnisse der Feineinwägung, Heft IV: Schleswig-Holstein sowie die Freien und Hansestädte Hamburg und Lübeck und die Freistaaten Mecklenburg. Im Selbstverlag, Berlin, 1932.
- RfL: Ergebnisse der Feineinwägungen, Heft IVb, Land Mecklenburg, vorläufige Ausgabe. Trigonometrische Abteilung des Reichsamts für Landesaufnahme, im Selbstverlag, Berlin, 1937.
- RfL: Feldlinienverzeichnis Linie 6004, 1937/38. Unveröffentlichte, handschriftliche Aufzeichnungen. Archiv BKG Leipzig, 1938.
- RfL: Reichshöhennetz. Ergebnisse der Feineinwägungen, Heft IIIb, Regierungsbezirk Stettin. Trigonometrische Abteilung des Reichsamts für Landesaufnahme, im Selbstverlag, Berlin, 1940.
- RfL: Feldlinienverzeichnis Linie 603, 1941. Unveröffentlichte, handschriftliche Aufzeichnungen. Archiv BKG Leipzig.
- RfL: Feldlinienverzeichnis Linie 6001, 1944. Unveröffentlichte, handschriftliche Aufzeichnungen. Archiv BKG Leipzig.
- RfL: Reichshöhennetz. Ergebnisse der Feineinwägungen. Trigonometrische Abteilung des Reichsamts für Landesaufnahme, im Selbstverlag, Ausgabe Berlin, 1945.
- SCHERNECK, H.-G.; JOHANSSON, J. M.; ELGERED, G.; DAVIS, J. L.; JONSSON, B.; HEDLING, G.; KOIVULA, H.; OLLIKAINEN, M.; POUTANEN, M.; VERMEER, M.; MITROVICA, J. X. u. MILNE, G. A.: BIFROST: Observing the Three-Dimensional Deformation of Fennoscandia. Ice Sheets, Sea Level and the Dynamic Earth, Geodynamics Series 29, 29–93, 2002.
- SCHNEIDER, E.: Untersuchung des Ostseeküstennivellements zur Erforschung vertikaler Krustenbewegungen. Unveröffentlichter Abschlussbericht zur Forschungs- und Entwicklungsarbeit, Leipzig 1968, Archiv BKG Leipzig, 1968.
- SCHREIBER: Der Normal-Höhenpunkt für das Königreich Preußen an der königlichen Sternwarte zu Berlin, Trigonometrische Abtheilung der Landesaufnahme, Berlin, 1879.
- SEIBT, W.: Gradmessungs-Nivellement zwischen Swinemünde und Amsterdam. Publication des Königlich Preußischen Geodätischen Institutes, Berlin, 1883.
- SEIBT, W.: Gradmessungs-Nivellement zwischen Anclam und Cuxhaven. Veröffentlichung des Königl. Preuß. Geodätischen Institutes. Berlin, 1888.
- TAL: Nivellements und Höhenbestimmungen der Punkte erster und zweiter Ordnung, Dritter Band. Trigonometrische Abtheilung der Landes-Aufnahme, im Selbstverlag. Berlin, 1875.
- TAL: Auszug aus den Nivellements der Trigonometrischen Abtheilung der Landesaufnahme, IV. Heft: Provinzen Pommern, Brandenburg, Großherzogthümer Mecklenburg. Berlin, 1886. Nachträge 1887, 1888, 1889, 1890, 1892.
- TAL: Auszug aus den Nivellements der Trigonometrischen Abtheilung der Landesaufnahme, VI. Heft: Provinzen Ost- und Westpreußen, Insel Rügen. Berlin, 1889.
- TAL: Vierter Nachtrag zum IV. Heft des Auszuges aus den Nivellements der Trigonometrischen Abtheilung der Landesaufnahme, 1890.
- TAL: Fünfter Nachtrag zum IV. Heft des Auszuges aus den Nivellements der Trigonometrischen Abtheilung der Landesaufnahme, 1892.
- TAL: Die Nivellements-Ergebnisse der Trigonometrischen Abtheilung der Königl. Preußischen Landesaufnahme, Heft III: Provinz Pommern. Im Selbstverlag, Berlin, 1896. Nachtrag: 1914.
- TAL: Die Nivellements-Ergebnisse der Trigonometrischen Abtheilung der Königl. Preußischen Landesaufnahme, Heft IV: Provinz Schleswig-Holstein und Großherzogthümer Mecklenburg. Im Selbstverlag, Berlin, 1897.
- TAL: Das Küsten-Nivellement. Vorbemerkungen und Linien-Verzeichnisse. Unveröffentliches, handschriftliches Exemplar für das Königl. Geodätische Institut, Berlin, 1898, Brandenburgisches Landeshauptarchiv Potsdam.
- TAL: Die Nivellements-Ergebnisse der Trigonometrischen Abtheilung der Königl. Preußischen Landesaufnahme, Heft III: Provinz Pommern, Erster Nachtrag. Im Selbstverlag, Berlin, 1914.
- TURM, H.: Ableitung von Gradienten rezenter vertikaler Erdkrustenbewegungen für das Gebiet der DDR. Petermanns Geographische Mittheilungen, 115, 124–129, 1971.

BELAWATT I: Modellierung der seegangsinduzierten Energieeinträge in der Hörnummer Bucht

Von ANDREY PLESKACHEVSKY, DIETER EPPel, HARTMUT KAPITZA und BERND VAESSEN

Zusammenfassung

Im KFKI-Vorhaben BELAWATT wurde ein gekoppeltes Modellsystem dazu verwendet, eine zweijährige Zeitreihe von Strömung und Seegang im Hörnum Tidebecken zu berechnen. In diesem Bericht geht es um die vom Modellsystem berechnete Wirkung des Seegangs auf Strömung und Wasserstände sowie um den Eintrag der Seegangsenergie in die Küstenlinie. Der vom Seegang erzeugte ‚radiation stress‘ bewirkt bei Starkwind (13 m/s Wind aus NW) eine Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit um rund 1 m/s über Teilen des Ebbedeltas sowie einen zusätzlichen Anstieg des Wasserstandes um mehr als 20 cm in Teilen des Tidebeckens. Für maximalen Energieeintrag in die Küstenlinie während des Sturms „Anatol“ (3./4.12.1999) werden im Tidebecken nur rund 3 % der Energieeinträge erreicht, die an der Sylter Westküste auftreten. Eine Szenarien-Rechnung für den Dezember 1999 mit einem um 50 cm erhöhten Wasserstand und einer Windgeschwindigkeits-Zunahme um 10 % zeigt, dass der Energieeintrag in die Sylter Westküste, verglichen mit dem Ist-Zustand, um bis zu 30 % zunimmt. In Verbindung mit den prognostizierten erhöhten Sturmfluten der nahen Zukunft (WOTH, WEISSE and V. STORCH, 2006) weisen diese Szenario-Ergebnisse auf eine steigende Gefahr der Küstenerosion der Insel Sylt durch die Brandung hin.

Summary

The KFKI project BELAWATT used a coupled model system for simulating a 2-year time-series of currents and waves in the Hörnum tidal basin (German Bight, North Sea). This article deals with the model results concerning the effects of waves on currents and water levels and the input of wave energy into the coastline. During a storm event (wind 13 m/s from NW) the wave-generated radiation stress produces an increase of the current velocity of 1 m/s above parts of the tidal ebb delta and it produces a water level increase of more than 20 cm in parts of the tidal basin. The model system also calculates the maximum energy input into the coastline during the storm event „Anatol“ (3./4.12.1999). Only 3 % of the maximum energy input into the west coast of Sylt island reaches the coastline of the tidal basin. A scenario-run for December 1999 with a water level increase of 50 cm and a wind velocity increased by 10 % shows that the input of wave energy into the west coast of Sylt island increases by 30 % compared to present conditions. With regard to the forecasted near-future (WOTH, WEISSE and V. STORCH, 2006) increase of strong storm surges, the scenario results indicate an increased risk of coastal erosion in the surf zone of Sylt island.

Keywords

Numerische Modellierung, Modellkopplung, Seegangsmodul, Strömungsmodul, radiation stress, hydrodynamische Belastung, Seegangsenergie, Anatol, Klima-Szenario, Hörnum Tidebecken, Sylt, Wattenmeer

numerical modelling, coupled models, wave module, current module, radiation stress, hydraulic impact, wave energy, Anatol, climate scenario, Hörnum tidal basin, Sylt island, Wadden Sea.

Inhalt

1. Einleitung	62
2. Modellsystem	63
2.1 Konzept	63
2.2 Systemkomponenten: Strömungsmodul TRIM	64
2.3 Systemkomponenten: Seegangsmodul K	66
3. Auswirkung des Seegangs auf Strömungen und Wasserstände	66
4. Mit dem Modellsystem erzeugte Zeitreihe	68
5. Seegangsinduzierte Energieeinträge in die Küstenlinie	69
5.1 Seegangsenergiefluss	69
5.2 Energieeinträge in die Küstenlinie	70
5.3 Szenarien	73
6. Danksagung	76
7. Schriftenverzeichnis	76

1. Einleitung

Die Vorgeschichte des BELAWATT-Projektes begann mit dem im November 2000 (unter der Federführung des AWI) skizzierten Verbundprojekts DYNAWATT: „Einfluss der Hydrodynamik auf die sedimentäre, biogeochemische und biologische Dynamik im Wattenmeer“. Geplante Untersuchungsgebiete waren das Lister und das Hörnum Tidebecken. Ein Modell sollte es ermöglichen, Prognosen anzustellen „über künftige Änderungen in der Morphologie und in den Lebensgemeinschaften des Wattenmeeres infolge von Klimaänderungen“.

Das Verbundprojekt DYNAWATT wurde von den Geldgebern aus finanziellen Gründen nicht weiter verfolgt. Stattdessen wurde vom damaligen Forschungsleiter Küste das Pro-

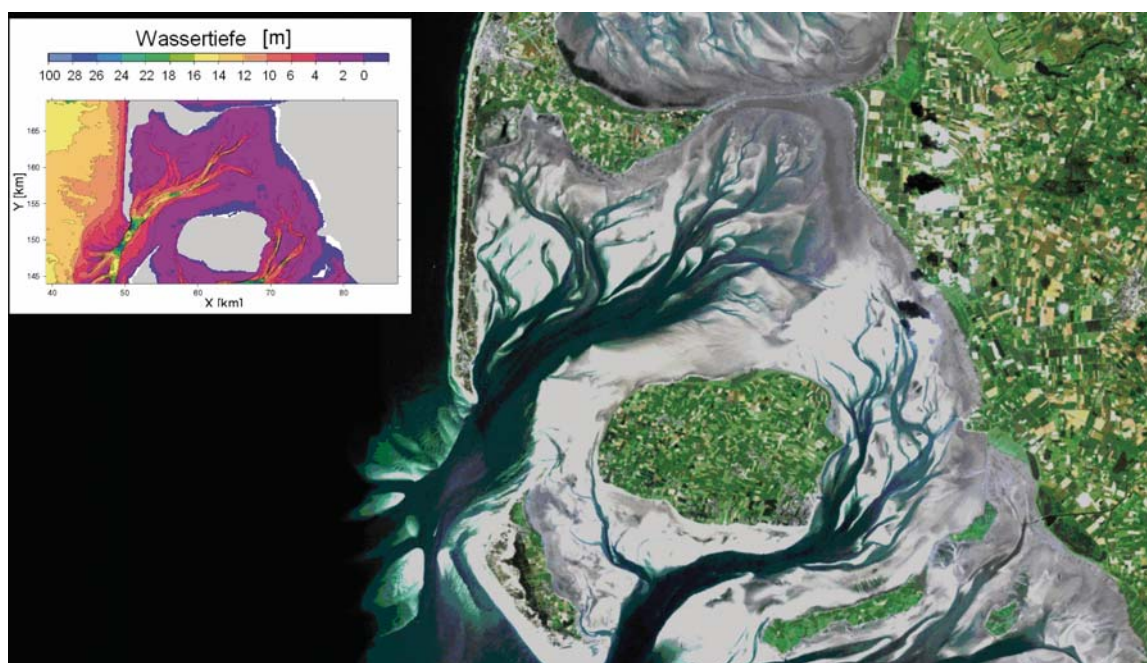


Abb. 1: Die Luftaufnahme und Topographie des Untersuchungsgebiets. Die Topographie basiert weitgehend auf Peildaten des BSH und auf Vermessungsdaten des ALR Husum.

jekt BELAWATT initiiert. Damit sollte ein Haupt-Element von DYNAWATT unter vorwiegend physikalisch-ozeanographischen Aspekten in die Tat umgesetzt werden: die Modellierung der Hydrodynamik und die Frage nach einem Zusammenhang zwischen Sediment und Benthos auf der einen Seite und der Hydrodynamik auf der anderen Seite. Die Beantwortung dieser Frage war das Hauptziel von BELAWATT (PULS et al., dieses Heft; EPPEL et al., 2006). Das Untersuchungsgebiet war das Hörnum-Tidebecken. Neben der Arbeit mit numerischen Modellen wurden Langzeit-Naturmessungen der Hydrodynamik im Hörnum-Tidebecken begonnen. Konzept, Umfang und Ergebnisse der Messungen sind in EPPEL et al. (2006) beschrieben.

In diesem Artikel wird das in BELAWATT verwendete Modellsystem MOPS (Morphodynamic Prediction System) vorgestellt – insbesondere geht es um die Wirkung des Seegangs auf Wasserstand und Strömung (durch den sog. radiation stress) am Beispiel des Sturmtiefs ANATOL. Weiterhin beschreibt der Artikel die Erstellung einer zweijährigen Zeitreihe (November 1999–Oktober 2001) der Hydrodynamik im Hörnum-Tidebecken. Die Zeitreihe ist die Grundlage für den in PULS et al. (dieses Heft) angestellten Abgleich zwischen hydrodynamischer Belastung und dem Sediment-Regime bzw. der Benthos-Lebensgemeinschaft im Hörnum-Tidebecken.

Als Anwendung wird die Hydrodynamik-Zeitreihe dazu verwendet, den Energieeintrag des Seegangs in die Küstenlinie für den Dezember 1999 zu quantifizieren. Dieser Energieeintrag des Ist-Zustandes wird verglichen mit dem Energieeintrag, der sich ergibt aus den Ergebnissen einer MOPS-Szenarienrechnung für den Dezember 1999: einer Rechnung mit einer Wasserspiegel-Erhöhung um 50 cm plus einer Zunahme der Windgeschwindigkeit um 10 %. Der Dezember 1999 war ein Monat mit mehreren Starkwind-Ereignissen, z.B. dem Sturm „Anatol“.

2. Modellsystem

2.1 Konzept

Im Rahmen des Projekts wurde ein Modellsystem angewendet, das Seegang und Strömung zusammenkoppelt. Das wichtigste bei diesem Konzept ist: Seegangs- und Strömungsmodell laufen nicht nacheinander, sondern gleichzeitig auf unterschiedlichen Prozessoren, die Modelle tauschen ihre Ergebnisse untereinander aus.

Das System besteht aus drei Modulen: dem Strömungsmodell *TRIM*, dem Seegangsmodell *K* und dem Hauptprogramm *MOPS* (*MOR*phodynamic *P*rediction *S*ystem), das die Läufe der beiden Modelle und den Datentransfer steuert. Das TRIM-Modell rechnet mit vier ineinander genesteten Gittern mit den horizontalen Auflösungen 800, 400, 200 und 100 m. Das Seegangsmodell *K* rechnet mit einer horizontalen Auflösung von 400 m.

Sowohl das TRIM- als auch das K-Modell wurden entwickelt für Küstengebiete mit Flachwasser, starken Bodengradienten und trockenfallenden Flächen. Im Rahmen von BELAWATT wurden die Modelle validiert anhand der Strömungsdaten diverser Schiffseinsätze sowie der Wasserstands-, Strömungs- und Seegangsdaten von Dauermesseinrichtungen (Pegel, Messpfahl, Boden-ADCP, Seegangsboje) im Hörnum-Tidebecken (siehe z.B. EPPEL et al., 2003).

Das Modellsystem stützt sich auf Daten des BSH. Die Wasserstände für den Betrieb der Strömungs- und Seegangsmodelle wurden vom BSH als Ergebnisse des operationellen BSH-Zirkulationsmodells für die Nordsee zur Verfügung gestellt. Der Wind wurde ebenfalls vom

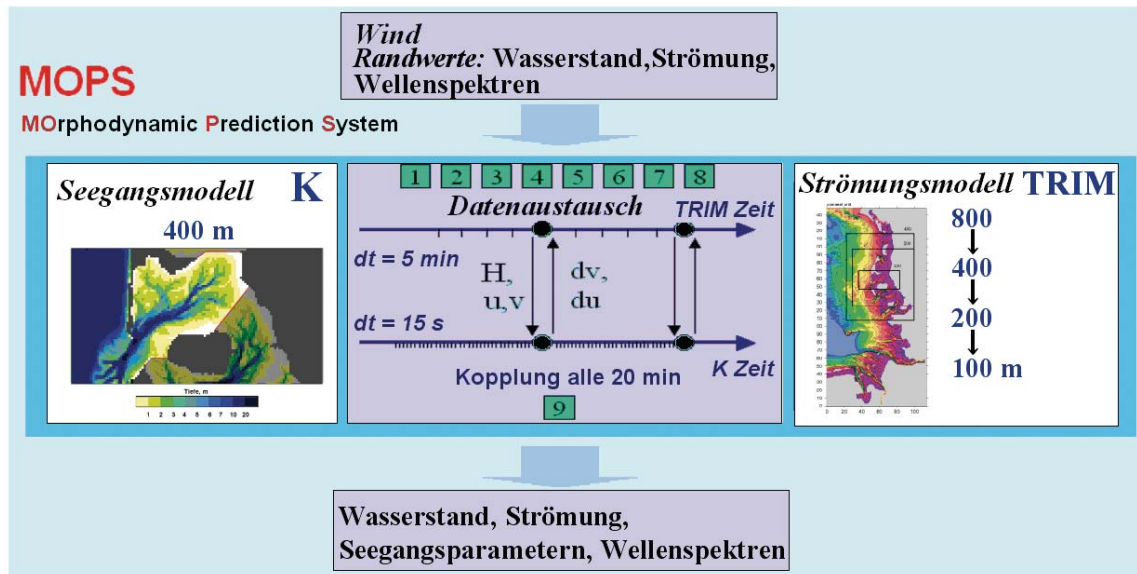


Abb. 2: Das Modellsystem MOPS. Rechts: Strömungsmodell „TRIM“ (vier ineinander genestete Gitternetze: 800, 400, 200 und 100 m horizontale Auflösung). Links das Seegangsmodell „K“ (Horizontale Auflösung 400 m). In der Mitte: Kopplung und Datenaustausch (obere Zeitachse zeigt die Zeit des TRIM-Modells (acht Prozessoren), die untere die Zeit des K-Modells (ein Prozessor). Alle 20 Minuten findet die Kopplung statt. Die in TRIM berechneten Wasserstände und Strömungen werden zum K-Modell geschickt. Gleichzeitig werden die vom K-Modell durch den ‚radiation stress‘ errechneten Strömungs-Beschleunigungsterme dem TRIM-Modell zur Verfügung gestellt. Nachdem diese beiden Austauschprozeduren ausgeführt wurden, laufen die Modelle unabhängig und parallel weiter bis zum nächsten Austauschzeitpunkt. Das System ist so angepasst, dass beide Modelle etwa gleiche Realzeit für die Berechnung der Kopplungszeit (20 min) brauchen. Das bedeutet: Ein Modell muss nicht unnötig lange auf das andere Modell warten.

BSH zur Verfügung gestellt; es handelt sich dabei um einen Vorhersagewind des DWD. Eine Ausnahme bildet der Anatol-Sturm am 3./4. Dezember 1999: hier wurde der gemessene Stundenwind des DWD anstelle des Vorhersagewindes verwendet, da letzterer zu geringe Windgeschwindigkeiten enthielt. Die Randwerte für das Seegangsmodell stammen aus dem Projekt HIPOCAS (WEISSE et al., 2003).

2.2 Systemkomponenten: Strömungsmodul TRIM

Im Modell TRIM 3D werden die 3-dimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen auf der Basis von finiten Differenzen gelöst, d.h. auch nicht-hydrostatische Effekte können berücksichtigt werden. Wegen der hier benutzten minimalen horizontalen Auflösung von 100 m, die im Vergleich zur Wassertiefe immer noch groß ist, ist ein Verzicht auf diese Effekte zulässig, und das Modell kann im hydrostatischen Mode betrieben werden. Dadurch wird eine Rechenzeiterparnis von ca. 50 % erreicht. Details des Modells sowie einige Validierungsrechnungen finden sich in CASULLI u. STELLING (1995).

TRIM 3D benötigt als wichtigste Antriebsdaten den Wasserstand auf dem offenen Rand. Hier werden die Ergebnisse des routinemäßig betriebenen 3-dimensionalen Strömungsmodells des BSH aus der Deutschen Bucht genutzt, die eine Auflösung von einer Seemeile haben. Der Windschub τ^w für das TRIM-Modell wird berechnet mit:

$$\tau^w = c_D \frac{\rho_a}{\rho} (U_{10}^w - u) |U_{10}^w|,$$

dabei bedeutet U_{10}^w die Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe, u ist Strömungsgeschwindigkeit der Wasseroberfläche, das Verhältnis zwischen den Dichten der Atmosphäre und des Wassers ρ_a/ρ ist $1,25 \cdot 10^{-3}$ und der Reibungskoeffizient $c_D = 1,4 \cdot 10^{-3}$.

Um die Skalendiskrepanz zwischen der gröbsten Auflösung der Antriebsdaten (1800 m) und der feinsten Auflösung des numerischen Gitters (100 m) abzumildern, wurde für diese Anwendung eine Gitterhierarchie von vier jeweils ineinander genesteten Gittern entworfen, deren Auflösung von Stufe zu Stufe um den Faktor 2 zunimmt (800/400/200/100 m, s. Abb. 3). Das gröbste Gitter wird dann direkt mit BSH-Daten betrieben, und alle feineren Gitter erhalten ihre Randwerte vom nächst größeren geliefert.

Die Vertikalauflösung beträgt 0,5 m mit Zeitschritten von 300 s, 150 s, 60 s und 30 s, je nach Gitter. Die Simulation wurde auf einem Linux-Cluster mit acht Prozessoren (Pentium 4, 2,6 GHz) durchgeführt. Die ‚turnaround‘-Zeit war 3 h CPU für 24 h Realzeit. Dabei

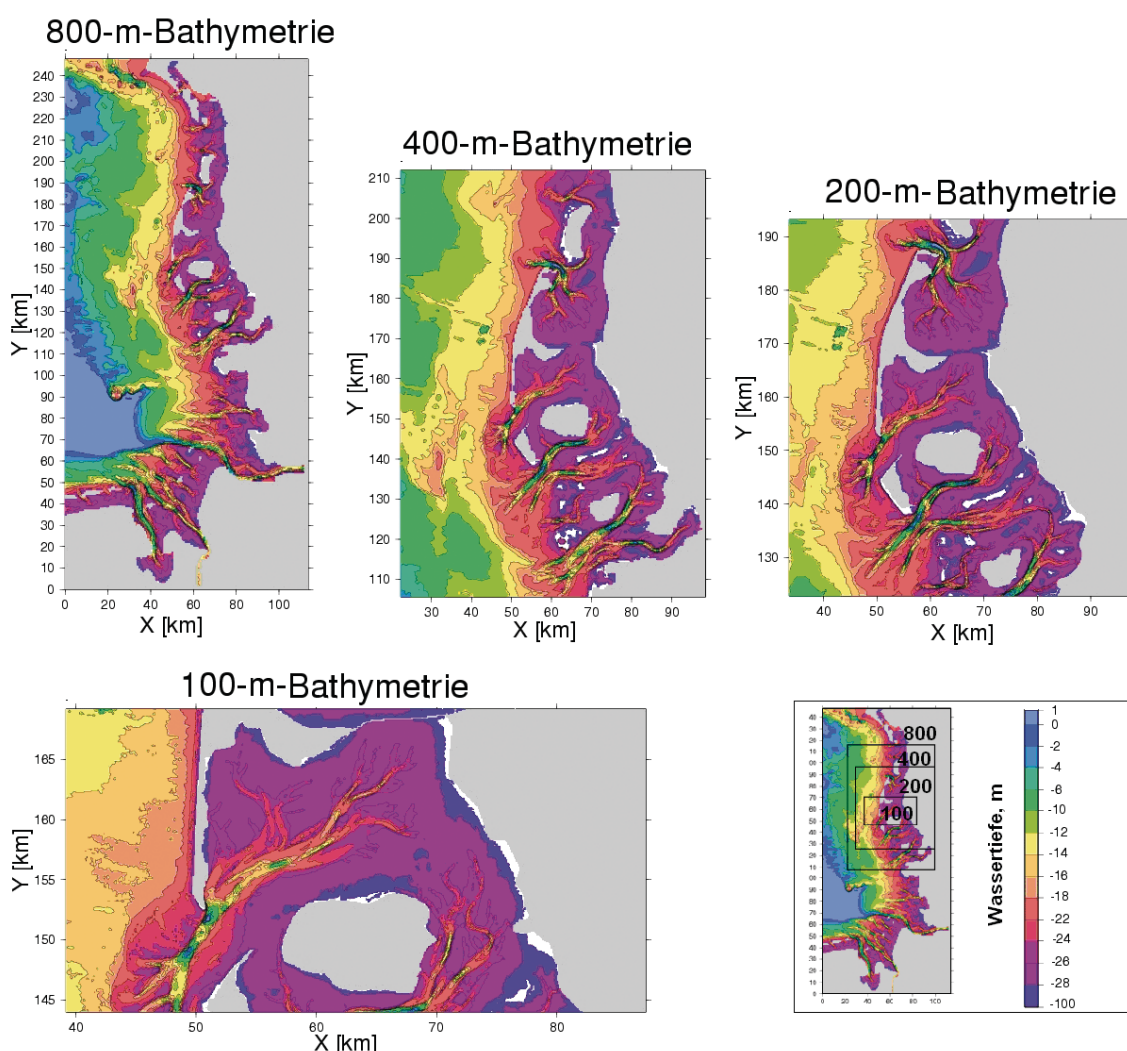


Abb. 3: Topographien des TRIM-Modells, Modellgebiete mit horizontalen Auflösungen von 800, 400, 200 und 100 m. Die Topographie basiert weitgehend auf Peildaten des BSH und auf Vermessungsdaten des ALR Husum. Ein Überblick über die ineinander genesteten Modellgebiete ist rechts unten zu sehen.

ist der Anteil an Kommunikationszeit, die über eine Standard-100-MBit/s-Leitung erfolgt, mit ca. 40 % zu veranschlagen. Ein TRIM3D-Testlauf mit reduzierter Vertikalauflösung im feinsten Gitter ($\Delta z = 2$ m für $z > -10$ m, $\Delta z = 5$ m für -10 m $> z > -20$ m, alles Tieferer zu einer Schicht zusammengefasst) benötigte mit den gleichen Zeitschritten etwa die gleiche Rechenzeit auf einem Doppelprozessor-LINUX-PC.

2.3 Systemkomponenten: Seegangsmodell K

Für die Berechnung des Seegangs wird im *MOPS*-System das Seegangsmodell *K* verwendet. Das *K*-Modell ist ein diskretes spektrales Modell, das bei GKSS aus dem *WAM*-Modell entwickelt wurde, um den Seegang in topographisch stark strukturierten Küstengewässern zu berechnen. Der Seegang wird als Seegangsenergiegedichte E im Wellenzahl/Richtungsraum (k, θ) berechnet. Beim Windantrieb wird unterschieden zwischen dem Snyder-Windinput und dem Philips-Windinput. Der Effekt des Wellenbrechens wird im *K*-Modell indirekt berücksichtigt. In der Küstenzone, wo in der Realität Wellenbrechen stattfindet, wird der entsprechende Energieverlust durch die nicht-lineare Dissipation (Kitaigorodski-scaling) simuliert. Eine ausführliche Beschreibung findet sich in SCHNEGGENBURGER et al. (2000). In BELAWATT wurde E mit einer Richtungsauflösung von 30 Grad (12 Sektoren), einer Wellenzahlauf Auflösung von 25 Stützstellen (Output des Modells in Frequenzraum entspricht 0-1 Hz) und einer zeitlichen Auflösung von $dt = 15$ sec berechnet.

Die Topographie für das *K*-Modell basiert auf der 100-m-Topographie des TRIM-Modells, siehe Abb. 2, links. Unter Benutzung einer LINUX-WORKSTATION brauchte das Modell für das gesamte 100-m-Modellgebiet (etwa 70 000 Punkte) drei Tage CPU für einen Tag Realzeit – ein für die Zwecke von BELAWATT inakzeptabler Wert. Um die Zahl der aktiven Punkte zu reduzieren, wurden (1) südliche Wattgebiete, die praktisch nicht zum Seegang in Hörnum Tidebecken beitragen, ausgeblendet, die südliche Modellgrenze für das *K*-Modell wurde gezogen zwischen Amrum Odde und Föhr ($W \leftrightarrow O$ -Linie) sowie zwischen Föhr und dem Festland ($SW \leftrightarrow NO$ -Linie), (2) anstelle des 100-m-Gitters ein 400-m-Gitter verwendet. Dadurch reduziert sich die CPU-Zeit um den Faktor $dx \cdot dy \cdot dt = 4 \cdot 4 \cdot 3 = 48$: Die Rechenzeit sank auf rund eine Stunde CPU für einen Tag Realzeit. Jeweils 16 Gitterzellen der 100-m-Topographie wurden für die 400-m-Topographie des *K*-Modells zusammengefasst.

Als Ergebnisse der Modellrechnungen wurden alle 20 Minuten abgespeichert: (1) Signifikante Wellenhöhe H_s , (2) Seegangsperioden (T_{m-1} , T_{m-2} , Mittlere Periode T_m , Peak Periode T_p) und (3) die mittlere Richtung des Seegangs. Felder der Seegangs-Spektren werden alle Stunde abgespeichert. Für die spätere Berechnung der Boden-Schubspannungen wurden die Seegangs-Ergebnisse des 400-m-Gitters auf das 100-m-Gitter inter- und extrapoliert (siehe EPPEL et al., 2006).

3. Auswirkung des Seegangs auf Strömungen und Wasserstände

Der Einfluss von Strömung und Wasserstand auf den Seegang besteht darin, dass (a) die Seegangsperiode durch die Strömung modifiziert wird, und (b) der Seegang in Abhängigkeit von der Wassertiefe mehr oder weniger stark gedämpft wird. Dieses wird im Kopplungsteil Strömungsmodell $\rightarrow$ Seegangsmodell durchgeführt.

Andererseits kann ein Teil der Seegangsenergie mittels des ‚radiation stress‘ an die Strömung übergeben werden. Dieser Effekt kann beispielsweise beim Einlaufen des Seegangs ins Flachwasser, wo durch verstärkte Bodenreibung den Wellen Energie entzogen wird, zur Entstehung zusätzlicher Strömung führen (longshore current). Diese Wirkung des Seegangs kann die Strömungs- und Wasserstandsfelder verändern und dadurch den Seegang selbst, weil im Flachwasser der Seegang sehr empfindlich auf Änderungen dieser Parameter reagiert. Details und Formeln finden sich in YAMAGUCHI et al. (1988) und in EPPEL et al. (2006).

In den Modellrechnungen übergibt das Seegangsmodul an das Strömungsmodul die Stärke und die Richtung der durch den ‚radiation stress‘ verursachten Strömungsbeschleunigung a_{rs} . Abb. 4 zeigt eine Momentaufnahme dieses Beschleunigungs-Feldes für ein Starkwind-Ereignis am 27.–28. Oktober 2002. Im Abb. 4. enthalten ist die Formel für die Berechnung von a_{rs} . Im Fall einer 2D-Version des Strömungsmodells ist H die gesamte Wassertiefe. In der Version TRIM 3D wird a_{rs} komplett an die oberste Wasserschicht des Modells übergeben, dort ist H also die Dicke dieser obersten Schicht.

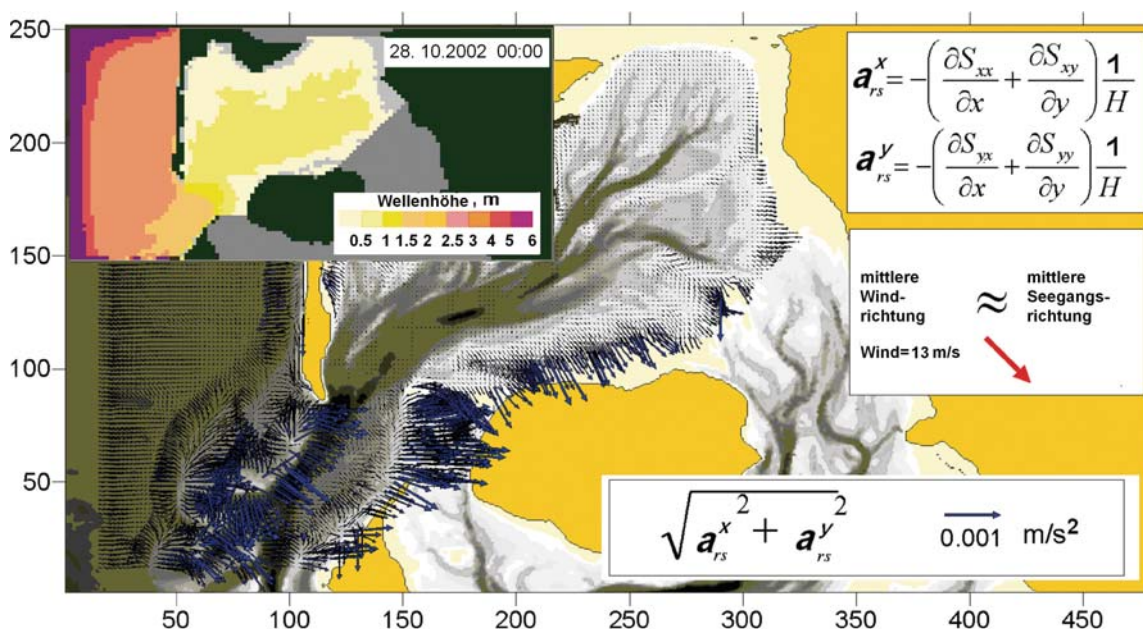


Abb. 4: Durch radiation stress erzeugte Beschleunigungsvektoren a_{rs} , berechnet von *MOPS* für den 28.10.2002, 00:00 UTC. Der Wind am 27.10.2002 kam aus nord-westlichen Richtungen mit etwa 15 m/s. Die x - und y -Komponenten der Beschleunigung werden aus Komponenten des Stresstensors S berechnet. H ist die Höhe der Wassersäule, in der der radiation stress an die Strömung übergeben wird. Die Topographie ist grau unterlegt. Oben links: der aktuelle Seegang (signifikante Wellenhöhe). Die Strömungsbeschleunigung ist dort am größten, wo viel Seegangsenergie durch Bodenreibung dissipiert wird.

Abb. 5 (oben) zeigt für den gleichen Termin die Änderungen im Strömungsfeld, die durch Berücksichtigung des radiation stresses entstehen. Man sieht deutlich den südlich gerichteten „longshore current“ – Küstenstrom (20–30 cm/s) vor der Sylter Westküste, sowie eine Strömungs-Änderung über den Sandbänken des Ebbdeltas von mehr als 1 m/s in das Tidebecken hinein. Das untere Bild vom Abb. 5. zeigt die durch den radiation stress erzeugte Wasserstands-Differenzen im Hörnum Tidebecken. Es werden Wasserstands-Erhöhungen von mehr als 20 cm berechnet.

Die Ergebnisse zeigen, dass der radiation stress eine substantielle Auswirkung auf die Strömungsdynamik haben kann. In den Wattgebieten kann der radiation stress bei Sturm erhöhte Wasserstände erzeugen.

4. Mit dem Modellsystem erzeugte Zeitreihe

Die verfügbare CPU-Zeit erlaubte es, den Zeitraum von November 1999 bis Oktober 2001 mit ‚realen‘ Antriebsdaten mit dem gekoppelten Modellsystem MOPS zu simulieren. Dabei wurden im 20-Minuten-Takt alle dynamischen Felder gespeichert (archiviert). Diese Daten sind die Basis für die weiteren Untersuchungen. Alle Ergebnisdaten sind gemeinsam mit den Inputdaten archiviert (etwa 1,2 TB).

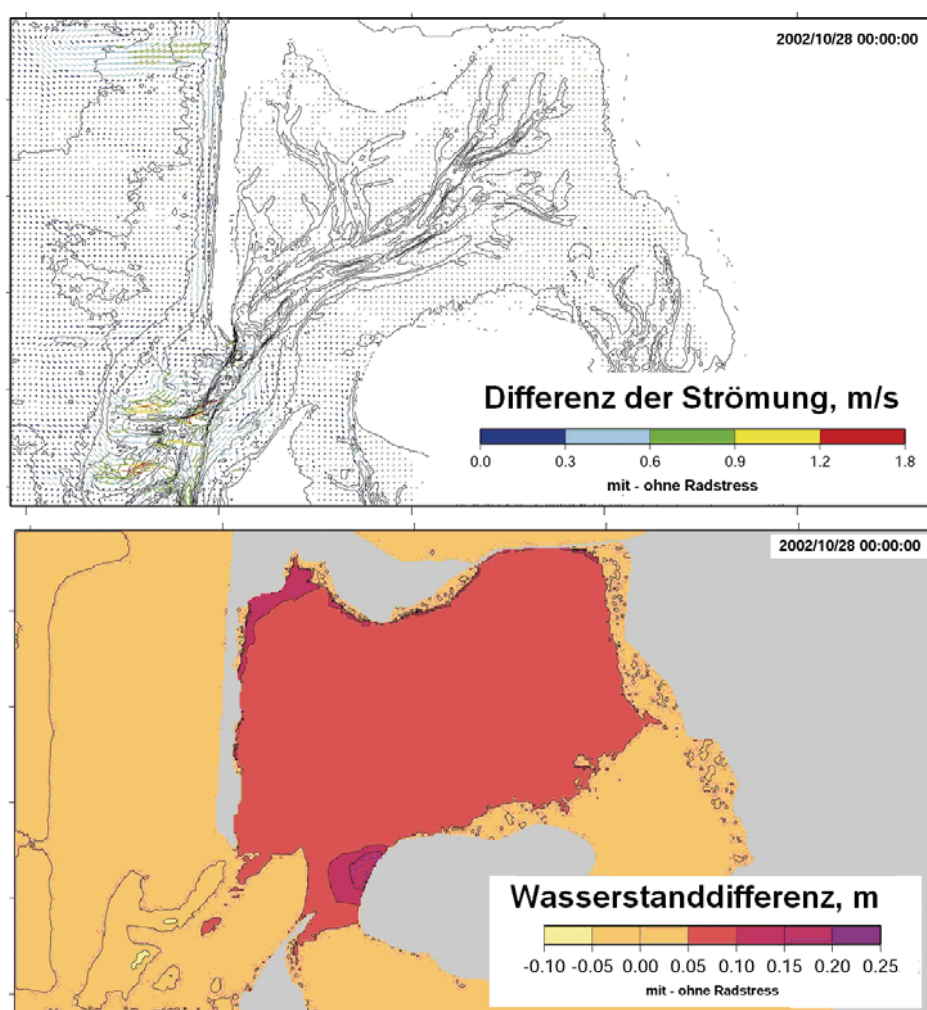


Abb. 5: Durch den radiation stress erzeugte Änderungen im Strömungs- (oben) und im Wasserstands-Feld (unten) für den 28.10.2002, 00:00 UTC. Die stärksten Änderungen der Strömungen sind über den Bänken des Ebbdeltas zu sehen, wo die Wassertiefe sich auf kleinem Raum stark ändert. Im nord-westlichen Modellbereich sieht man eine Struktur am Rand, die damit verbunden ist, dass das Strömungsmodell im nächst-größeren Gitter (womit die Randwerte [Wasserstände] für unser Gitter erzeugt werden) keinen radiation stress berücksichtigt. Damit haben die Punkte südlich des Randes eine Beschleunigung durch den radiation stress, die Punkte nördlich des Randes aber nicht. Dieser Effekt zeigt sich nur kurzfristig bei starkem Seegang.

Start- und End-Termin der Hydrodynamik-Zeitreihe November 1999 bis Oktober 2001 kamen so zustande: (1) Die Seegangs-Randwerte wurden vom Projekt HIPOCAS (WEISSE et al., 2003) übernommen. Diese Randwerte lagen vor bis einschließlich November 2002.

Da ursprünglich eine dreijährige Zeitreihe gerechnet werden sollte, wurde als Start-Termin festgelegt: November 1999. (2) Bis zum Projekt-Ende konnten die drei Jahre Simulationszeit nicht fertig gestellt werden; aus den geplanten drei Jahren wurden zwei Jahre mit dem End-Termin Oktober 2001.

5. Seegangsinduzierte Energieeinträge in die Küstenlinie

5.1 Seegangsenergiefluss

Daten über seegangsinduzierte Belastungen des Küstenvorlandes und des Strandes sind von grundlegender Bedeutung für die Planung von Baumaßnahmen und zur Abschätzung von Risiken, insbesondere im Hinblick auf sich ändernde Umweltbedingungen. Diese Informationen sind schwierig zu beschaffen. Ein Verfahren der Wahl ist, von Seegangsbojen gemessene Zeitreihen relevanter Parameter dazu zu verwenden, den Energiefluss und die Energiedissipation des Wellenfeldes am Ort der Boje abzuleiten und diese Werte mit Hilfe empirischer Formeln auf den (nicht gemessenen) Energiefluss und die Energiedissipation unmittelbar an der Küste zu extrapolieren (siehe WITTE et al., 2000). Geeignete Strömungs-Seegangsmodelle können diese Interpolationen/Extrapolationen auf ganze Küstenregionen ausdehnen.

Die in BELAWATT in 20-minütigem Abstand vorliegenden berechneten Zeitreihen flächenhafter Seegangsinformation erlauben es, den Energietransport des Seegangs und den Energieeintrag in die Küstenlinie direkt abzuschätzen. Hierzu wird die zweijährige Zeitreihe des Dezember 1999 gewählt, da dieser Monat durch starke auflandige Winde (der Sturm „Anatol“ fällt in diesen Zeitraum) gekennzeichnet ist.

Ausgangspunkt ist die berechnete Seegangs-Energiedichte E_w (= Wellenenergie pro Einheitsfläche mit der Dimension $[kg/s^2] = [J/m^2] = [Ws/m^2]$). Der Energiefluss (d.h. die

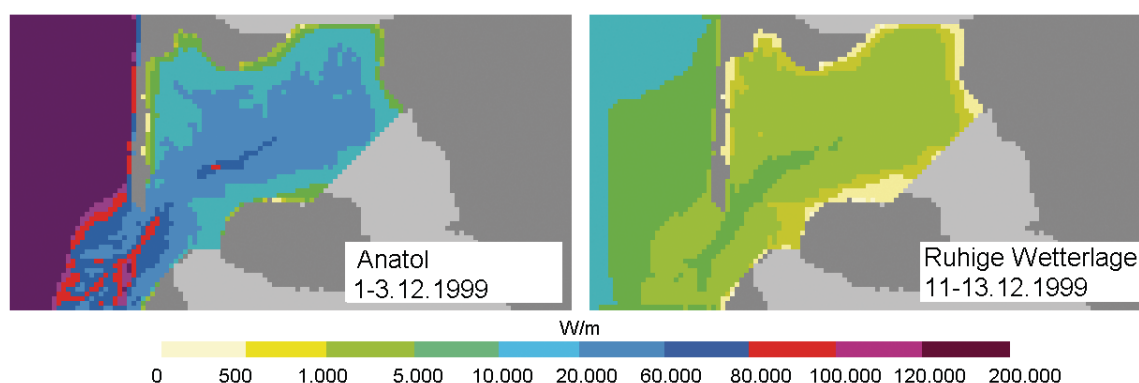


Abb. 6: Räumliche Verteilung des Seegangs-Energieflusses (Absolutbetrag). Links: Maximalwert für jeden Gitterpunkt während einer Sturmperiode vom 1. bis 3. Dezember 1999 (Sturm „Anatol“ am 3. Dezember). Rechts: Mittelwert über drei Tage während einer Schönwetterlage.

Leistung, welche über einen Meter quer zur Ausbreitungsrichtung vom Wellenfeld transportiert wird) ist dann gegeben durch:

$$F = E_w C_g [\text{Ws s}^{-1} \text{ m}^{-1}],$$

wobei C_g , [m/s] die Gruppengeschwindigkeit der Wellen bedeutet. Abb. 6 zeigt rechts die räumliche Verteilung des über drei Tage gemittelten Absolutbetrages des Energieflusses für eine Schönwetterlage, links die Maximalwerte während einer Sturmperiode. Die Energieflüsse unterscheiden sich um bis zu drei Größenordnungen.

Um die Energieflüsse in Strandnähe zu berechnen (siehe Abb. 7), werden zwei Komponenten dieser Energie betrachtet: parallel und senkrecht zur Küstenlinie. Die senkrechte Komponente F_s bewirkt eine Erosion der Küste und eine Mobilisierung des Sediments, die parallele Komponente F_p sorgt für den Transport der mobilisierten Sedimente entlang der Küste.

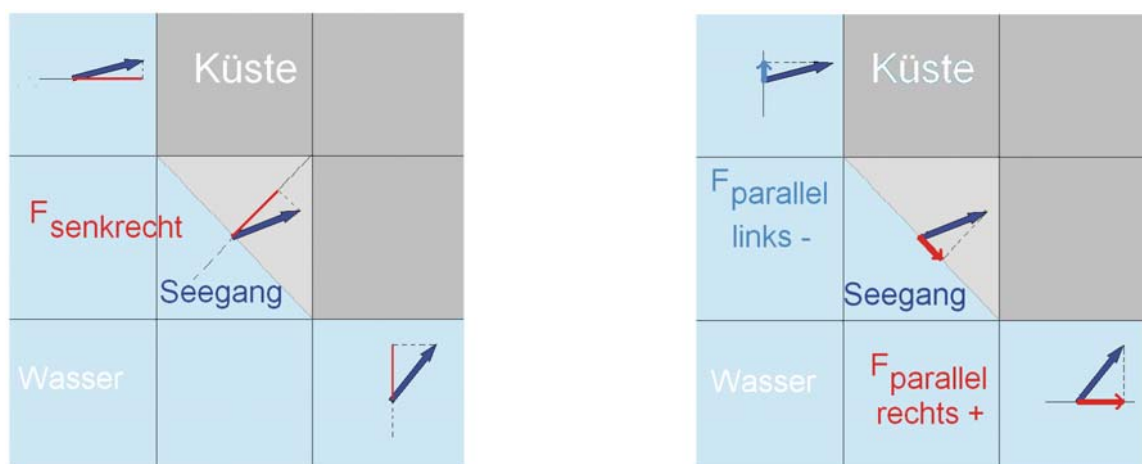


Abb. 7: Schema zur Berechnung der küstennormalen (F_s) und der küstenparallelen (F_p) Komponente des Seegangsenergieflusses.

Abb. 8 zeigt die über den Dezember 1999 gemittelten Komponenten des Seegangsenergieflusses F_s und F_p , sowie für den Betrag des Seegangsenergieflusses den Maximalwert F_{max} und den zeitlichen Mittelwert für einen Schnitt senkrecht zur Küste Sylts.

5.2 Energieeinträge in die Küstenlinie

Abb. 8 zeigt, dass Seegangsenergie nur in den letzten drei Gitterpunkten auf eine Strecke von etwa 1 km dissipiert wird. Als Küstenlinie (Strand) bezeichnen wir den ersten trocken gefallenen Gitterpunkt (Seegang = 0). Es wird angenommen, dass keine Wellenreflexion stattfindet, d.h. zwischen dem strandnächsten nassen Gitterpunkt und dem ersten Strandpunkt wird der normal gerichtete Energiefluss vollständig dissipiert.

Abb. 9 zeigt die Energieeinträge in die Küstenlinie in Form der küstennormalen Komponente F_s . Die beiden oberen Bilder zeigen die maximalen Werte während des Sturmes „Anatol“ und während einer ruhigen Wetterlage. Die Sylter Westküste wird bei stürmischer

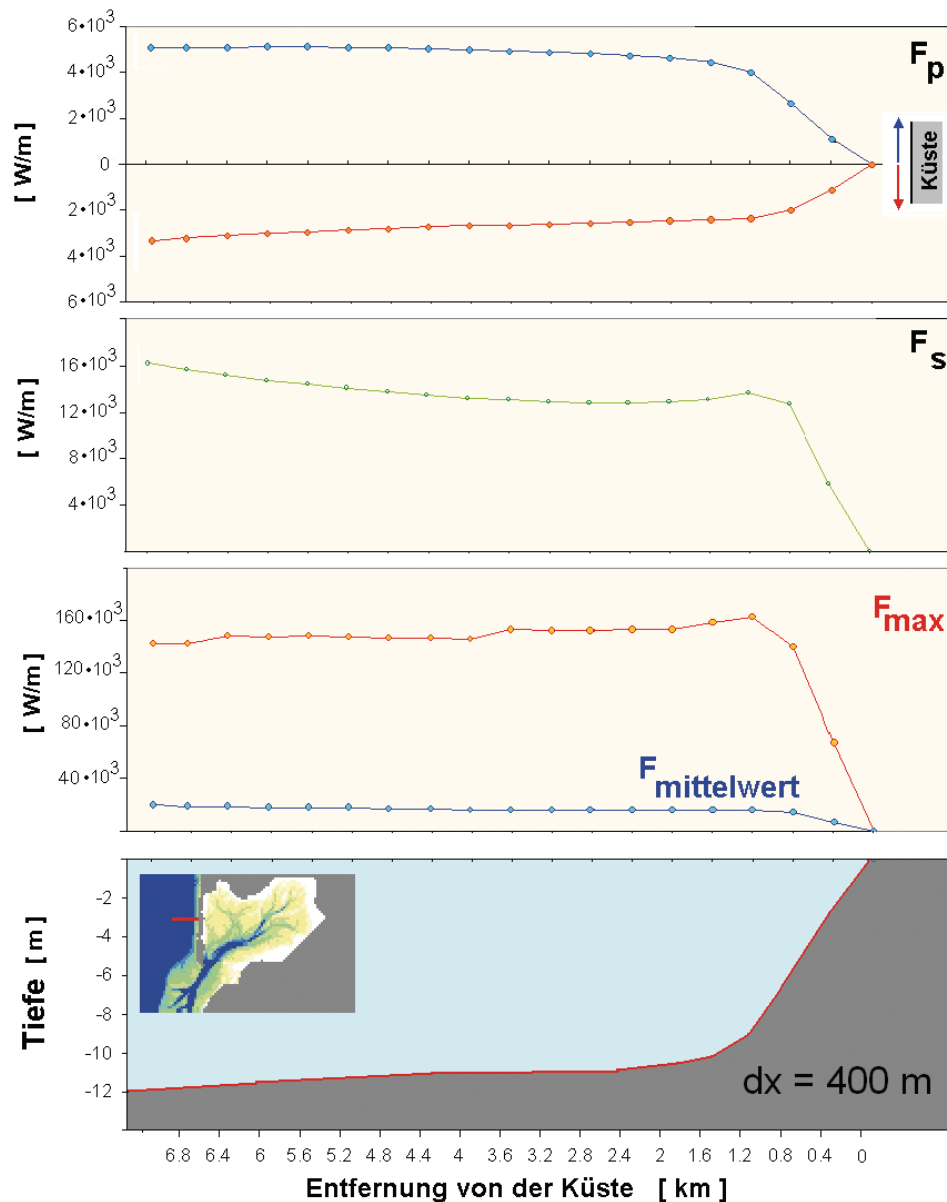


Abb. 8: Profile des Seegangs-Energieflusses F in einem 7 km langen Schnitt querab der Sylter Westküste. Die Lage des Schnittes ist im Inlay des unteren Diagramms eingezeichnet. Das untere Diagramm zeigt, dass die Wassertiefe (unter NN) im Sylter Küstenvorfeld von der offenen See zur Küste hin nur langsam abnimmt – erst auf den letzten 1500 Metern vor dem Strand geht die Wassertiefe von 10 m auf 0 zurück. Die beiden oberen Diagramme zeigen die über den Dezember 1999 gemittelten Komponenten F_p und F_s des Seegangs-Energieflusses. Die „Knoten“ auf den Linien markieren die Gitterzellen des Seegangsmodells (Abstand 400 m). F_s ist mehr als doppelt so stark wie F_p . Bei der zeitlichen Mittelung wurden die Energieflüsse nach Norden und Süden separat behandelt. Wie das F_p -Diagramm zeigt, war F_p innerhalb des Dezember 1999 im Mittel mehr nach Norden gerichtet als nach Süden. Das dritte Diagramm von oben zeigt Profile der Absolutwerte des Seegangs-Energieflusses F : rot eingezeichnet ist das Profil der F -Maximalwerte innerhalb des Dezember 1999, blau das Profil der zeitlichen Mittelwerte. Die F -Maximalwerte sind um eine Größenordnung höher als die F -Mittelwerte, was vor allem dem Sturmereignis Anatol geschuldet ist. Allen F -Profilen der drei oberen Diagramme ist gemeinsam: im Bereich der Wassertiefe < 10 m geht der Seegang und damit auch der Seegangs-Energiefluss deutlich in die Knie.

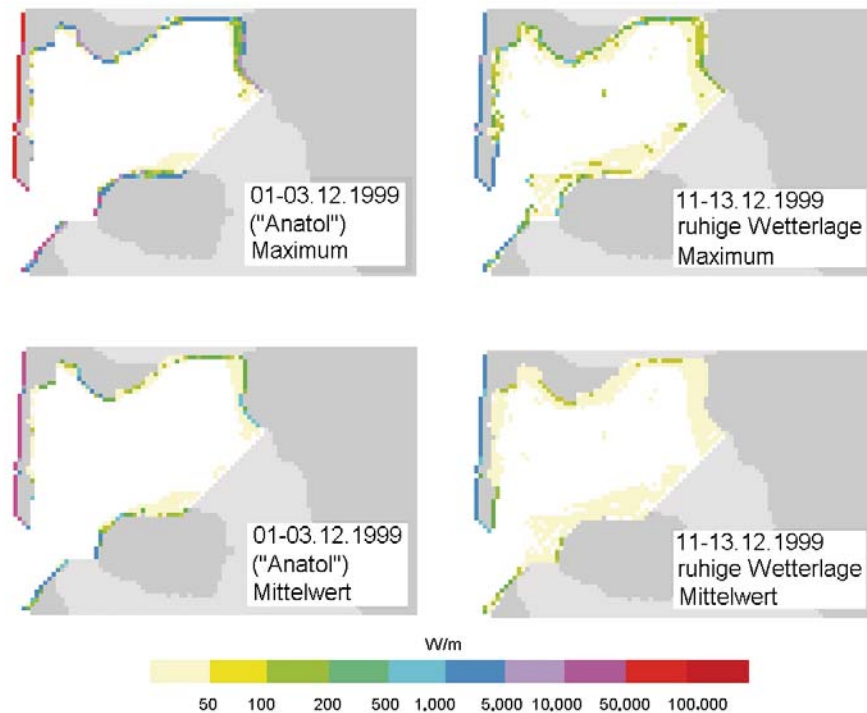


Abb. 9: Die küstennormale Komponente F_s des Energieeintrags für zwei dreitägige Episoden im Dezember 1999. Obere Reihe: Maximalwerte. Untere Reihe: Über die Dauer der Episode gemittelte Werte. Die küstennormale Komponente trägt zur Erosion der Küste und zur Mobilisierung des Sediments bei. Wegen der Tide ist die Küstenlinie zeitlich und damit auch räumlich veränderlich.

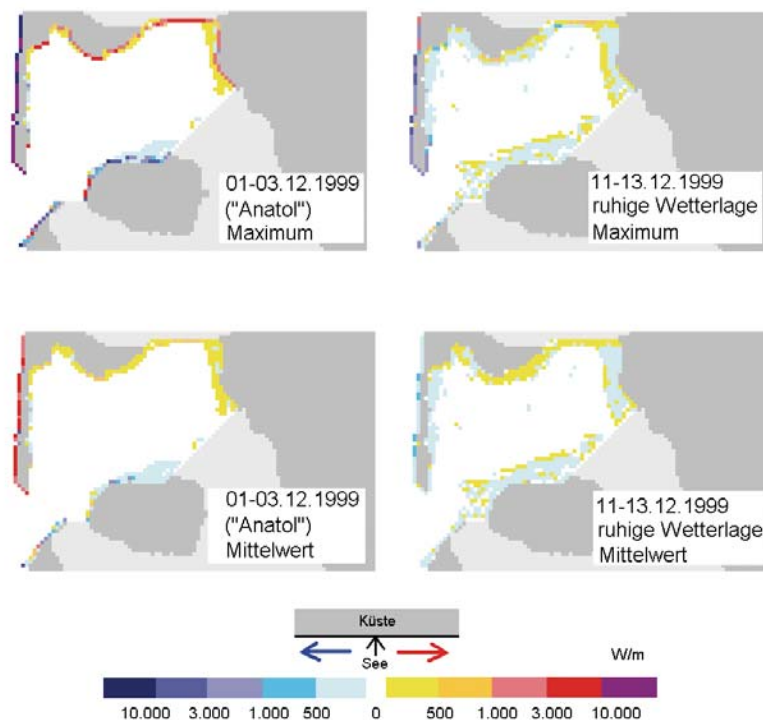


Abb. 10: Die küstenparallele Komponente F_p des Energieeintrags für zwei dreitägige Episoden im Dezember 1999. Obere Reihe: Maximalwerte. Untere Reihe: Über die Dauer der Episode gemittelte Werte. Die Flussrichtung ist farbcodiert: blickt man von See auf den Strand, dann ist der nach links gerichtete Fluss in Blautönen und der nach rechts gerichtete in Rottönen gefärbt.

Wetterlage etwa 100 mal mehr belastet als bei ruhigem Wetter. Maximalwerte (von über 50 KW/m) werden erwartungsgemäß entlang den Außenstränden von Sylt und Amrum erreicht. Vergleichbare Energie-Einträge wurden von WITTE et al. (2000) auf der Grundlage von Seegangs-Messdaten berechnet. Die in Abb. 9 dargestellten Energieeinträge sind Mittelwerte über eine Gitterweite von 400 m. Während „Anatol“ beträgt der maximale Energieeintrag in die Küstenlinie des Tidebeckens nur rund 3 % des maximalen Energieeintrages in die Sylter Westküste. Falls detaillierte Information über die Bodenstruktur im unmittelbaren Strandvorland verfügbar ist, kann man abschätzen, wo innerhalb des 400 m breiten Streifens der Hauptanteil der Seegangsenergie dissipiert wird.

Die beiden unteren Bilder von Abb. 9 zeigen über drei Tage gemittelte Energieeinträge in die Küstenlinie. Man sieht, an welchen Stellen eine besonders hohe Dauerbelastung durch Seegang entsteht.

Abb. 10 zeigt die küstenparallelen Energieflüsse. Die parallele Komponente F_p ist von Bedeutung für die küstenparallele Verfrachtung der Sedimente. Die küstenparallelen Energieflüsse sind deutlich geringer als die Normalflüsse in Abb. 9, können jedoch bei Sturm über 10 KW/m erreichen.

5.3 S z e n a r i e n

In Rahmen des BELAWATT-Projekts wurden drei Szenarien gerechnet: (1) Wasserstand um 25 cm erhöht, (2) Wasserstand um 50 cm erhöht, (3) Wasserstand um 50 cm erhöht *plus* Zunahme der Windstärke um 10 %. Die Szenarien wurden gerechnet für den Dezember 1999 sowie für die zweite Hälfte des Septembers 2000. Die Ergebnisse für Szenario (3) werden in den Abb. 11 und Abb. 12 als Zeitreihen für zwei Stationen gezeigt: Westlich Sylt (Abb. 11) und nordwestlich Föhr (Abb. 12).

Der Zeitraum für die Zeitreihen ist der Dezember 1999. Eine herausragende Rolle in den Zeitreihen beider Stationen spielt das Anatol-Sturmereignis in den Nachmittags- und Abendstunden des 3. Dezember 1999. Die schnelle Winddrehung von SW auf NW zeigt sich in Abb. 11 im küstenparallelen Energieeintrag FP: während des Sturms aus SW ist FP nach Norden gerichtet (negative Werte im FP-Diagramm), nach der Winddrehung auf NW zeigt FP nach Süden. Zur Definition der FP-Richtungen siehe Abb. 10.

Der Seegang an der Sylt-Station (Abb. 11) reagiert bei einer Wassertiefe um 5 m nur wenig auf Szenario 3. Die berechnete Zunahme der signifikanten Wellenhöhe von rund 10 % geht an der Sylt-Station zu etwa $\frac{2}{3}$ auf Kosten der Windgeschwindigkeits-Zunahme und zu $\frac{1}{3}$ auf Kosten der Wasserstands-Erhöhung. Da die Seegangsenergie quadratisch von der Wellenhöhe abhängt, steigt der Seegangsenergieeintrag infolge von Szenario 3 um rund 25 % (80 KW/m) gegenüber dem Ist-Zustand (60 KW/m). Dieses gilt gleichermaßen für F_s und F_p .

An der Föhr-Station mit einer geringen Wassertiefe (die Station fällt zeitweise trocken, Abb.12) ist die Auswirkung von Szenario 3 stärker als an der Sylt-Station. Eine Zunahme der Wassertiefe um 0,5 m wirkt sich relativ stark aus. Im Vergleich zum Ist-Zustand verdoppelt sich FS an der Föhr-Station bei Wellenhöhen um 0,5 m und Wassertiefen (im Ist-Zustand) von 0 bis 2 m. Auch für das Anatol-Ereignis fällt die Erhöhung von FS an der Föhr-Station deutlicher aus als an der Sylt-Station.

Die neuesten Vorhersagen weisen darauf hin, dass Sturmfluten in den nächsten 50 Jahren immer höher werden (WOTH, WEISSE und v. STORCH, 2006). Das bedeutet immer stärkeren Seegang und mehr Belastung durch Dissipation von Seegangsenergie an der Küstenlinie.

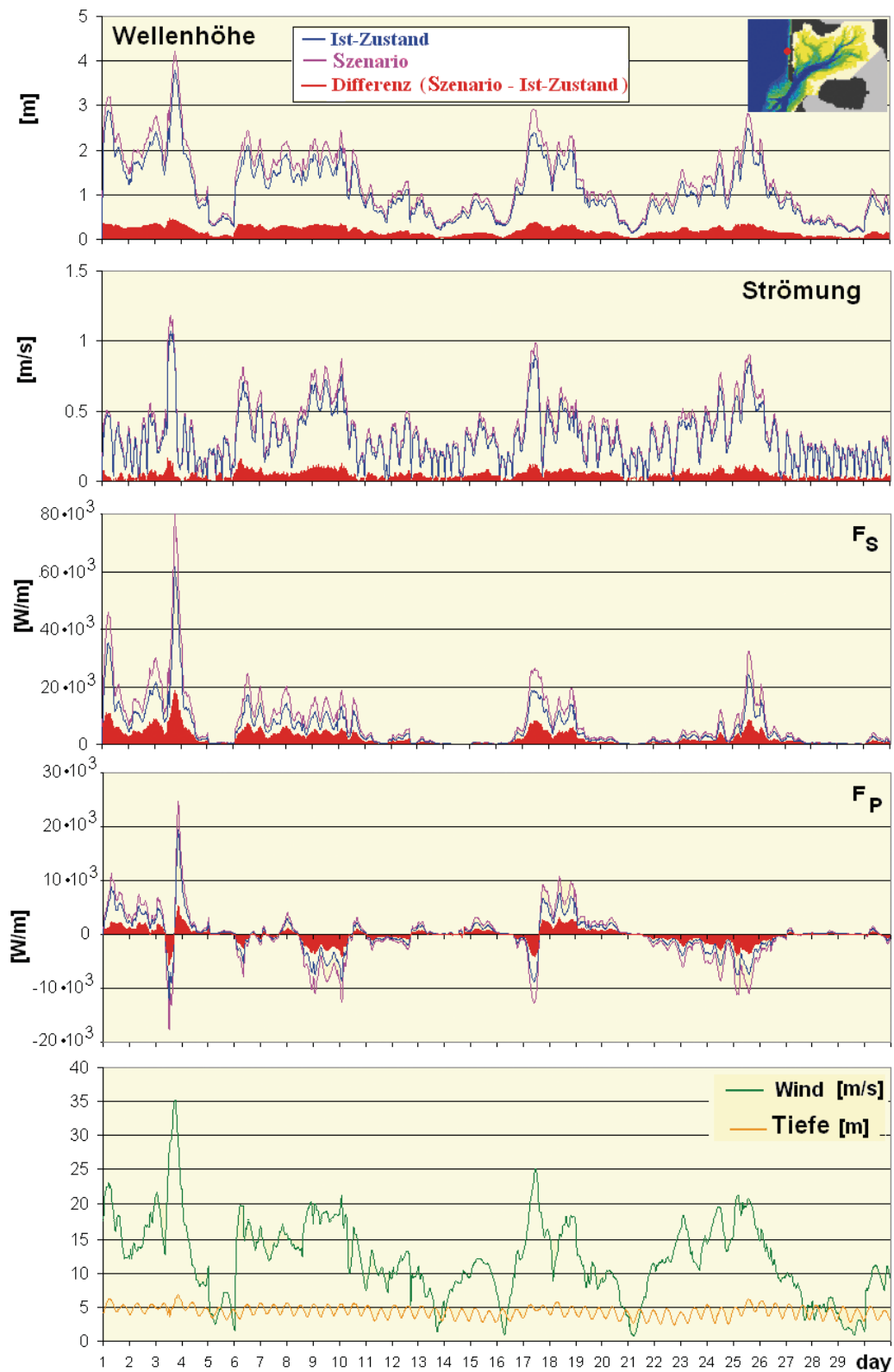


Abb. 11: Zeitreihen des Dezember 1999 für eine Station an der Sylter Westküste (siehe Inlay rechts oben). Von oben nach unten: Signifikante Wellenhöhe, küstenparallele Strömung, die küstennormale Komponente des Energieeintrags F_s , die küstenparallele Komponente des Energieeintrags F_p , Betrag der Windgeschwindigkeit in Bodennähe, tidenabhängige Wassertiefe für den Ist-Zustand. Die Farbcodierung: Blau = Ist-Zustand, Violett = Klimasimulation (Szenario 3), Rot: = Differenz Klimasimulation minus Ist-Zustand.

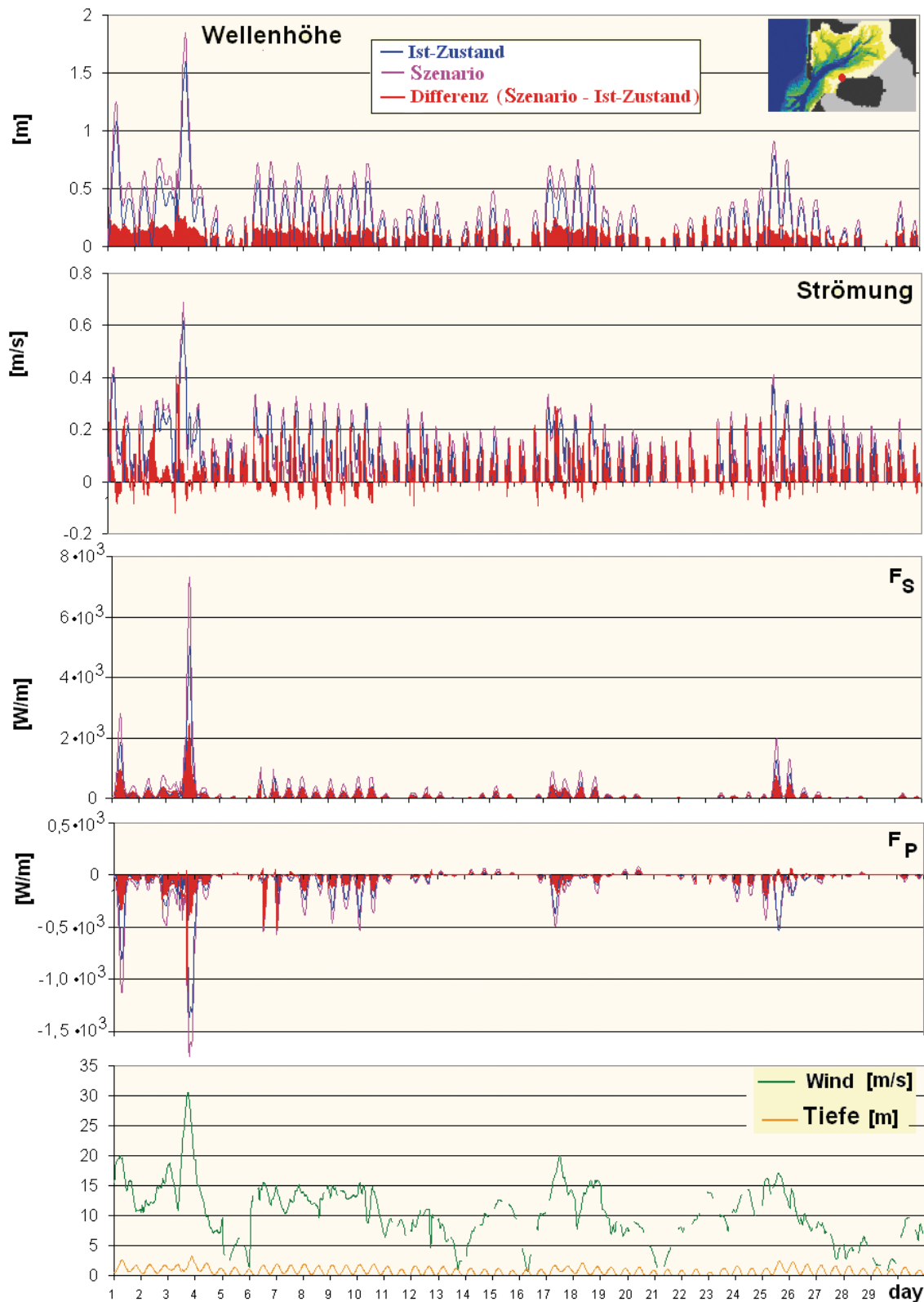


Abb. 12: Zeitreihen des Dezember 1999 für eine Küstenstation nordwestlich Föhr (siehe Inlay rechts oben). Weitere Information siehe Abb. 11. Unterbrechung der Linien bedeutet, dass der Punkt trocken-gefallen ist.

6. D a n k s a g u n g

Das Forschungsvorhaben „Watthydrodynamik: Die hydrodynamische Belastung von Wattgebieten“ wurde unter dem Förderkennzeichen 03KIS038 als KFKI-Projekt vom Bundesministerium für Bildung und Forschung gefördert.

7. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- CASULLI, V. u. STELLING, G.: Simulation of Three-dimensional, Non-hydrostatic Free-surface Flow for Estuaries and Coastal Seas. Pages 1–12 of: Proc. Of the 4th Int. Conf. On Estuaries and Coastal Modelling, 1995.
- EPPEL, D. P.; KAPITZA, H.; ONKEN, R.; PLESKACHEVSKY, A.; PULS, W.; RIETHMÜLLER, R. u. VAESSEN, B.: Watthydrodynamik: Die hydrodynamische Belastung von Wattgebieten. GKSS-Report 2006/8, GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, 2006.
- EPPEL, D. P.; KAPITZA, H.; ONKEN, R.; PLESKACHEVSKY, A.; PULS, W.; RIETHMÜLLER, R. u. VAESSEN, B.: Watthydrodynamik: Die hydrodynamische Belastung von Wattgebieten, 1. Zwischenbericht 2002–2003, BELAWATT, 2003.
- SCHNEGGENBURGER, C.; GÜNTHER, H. u. ROSENTHAL, W.: Spectral Wave Modelling With Non-linear Dissipation: Validation and Application in a Coastal Tidal Environment. Coastal Engineering, 41 201–235, 2000.
- WEISSE, R.; FESER, F. u. GÜNTHER, H.: Wind- und Seegangsklimatologie 1958–2001 für die südliche Nordsee basierend auf Modellrechnungen. GKSS-Report 2003/12, GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, 2003.
- WITTE, J.; KOHLHASE, S.; RADOMSKI, J. u. FRÖHLE, P.: Fallstudie Sylt, Teilprojekt „Strategien und Optionen der Küstenschutzplanung für die Insel Sylt, Abschlußbericht, Tech. rep. Institut für Wasserbau der Universität Rostock, Wismar, 2000.
- WOTH, K.; WEISSE, R. and STORCH, H. VON: Climate change and North Sea storm surge extremes: An ensemble study of storm surge extremes expected in a changed climate projected by four different Regional Climate Models, vol. 56: 3–15, Ocean Dyn. 2006.
- YAMAGUCHI, M.: A Numerical Model of Nearshore Currents Due to Irregular Waves. Pages 1113–1126 of: Proc. Of the 21st Int. Conf on Coastal Engineering Meeting, Malaga, 1998.

BELAWATT II: Wie stark beeinflusst die hydrodynamische Belastung das Sediment-Regime und die Benthos-Lebensgemeinschaft im Hörnum Tidebecken?

Von WALTER PULS, DIETER EPPLE, HARTMUT KAPITZA, REINER ONKEN,
ANDREY PLESKACHEVSKY, ROLF RIETHMÜLLER und BERND VAESSEN

Z u s a m m e n f a s s u n g

Im KFKI-Vorhaben BELAWATT wurde die Frage beantwortet, inwieweit die räumliche Verteilung des Sediments und des Benthos im Hörnum Tidebecken von der Hydrodynamik (Strömung, Seegang) beeinflusst („belastet“) wird. Als potentielle Einflussgröße für die *Sediment-Verteilung* wurden räumliche Verteilungen von Boden-Schubspannungen verwendet, ermittelt aus einer zweijährigen (in BELAWATT berechneten) Zeitreihe von Strömung und Seegang. Als Sedimentdaten dienten Medianwerte gemessener Korngrößenverteilungen. Der Abgleich der räumlichen Verteilungen von Schubspannung und Sedimentdaten ergab: die Sediment-Korngröße ist zwar hochsignifikant korreliert mit der Boden-Schubspannung; die erklärte Varianz ist jedoch mit nur 10 bis 20 % nicht ausreichend, um Vorhersagen der zukünftigen Entwicklung des Sediment-Regimes im Hörnum Tidebecken anhand einer sich ändernden hydrodynamischen Belastung zu erlauben. Als potentielle physikalische Einflussgrößen für die *Benthos-Verteilung* im Hörnum Tidebecken wurden verwendet die räumlichen Verteilungen der Boden-Schubspannungen, der Trockenfallzeiten des Wattbodens und der Median-Korngrößen des Bodensediments. Eine Analyse des Zusammenhangs zwischen den räumlichen Verteilungen des Benthos und der physikalischen Variablen zeigt: die Verteilungen sind zwar hochsignifikant miteinander korreliert, aber die erklärten Varianzen liegen bestenfalls bei 25 %. Die erklärten Varianzen werden als zu gering angesehen, um den Zustand von Benthos-Lebensgemeinschaften mittels der verwendeten physikalischen Variablen vorherzusagen.

S u m m a r y

The objective of the KFKI project BELAWATT was to answer the question: How much are the spatial patterns of sediment and benthos in the Hörnum tidal basin (German Bight, North Sea) influenced by hydraulic impact (currents, waves)? The bed shear stress, calculated from a simulated 2-years time-series of currents and waves (product of BELAWATT) was tested as a potential parameter influencing the spatial sediment pattern. The sediment data consisted of the median values of measured grain-size distributions. The comparison of shear stresses with sediment data showed: the distribution of sediment is highly correlated with bed shear stresses, but the explained variance is (with 10 to 20 %) not sufficient to allow the forecast of the sediment regime in the Hörnum tidal basin as a result of changing hydrodynamic conditions. The potential physical parameters influencing the spatial benthos distribution in the Hörnum tidal basin were the bed shear stress, the duration of subaerial exposure of tidal flats and the median grain-size of bottom sediments. Linking the spatial benthos patterns to the physical variables shows: the spatial patterns of benthos data and of physical variables in the Hörnum tidal basin are highly correlated, but the explained variance is 25 % at best. The explained variances are not sufficiently high to forecast the future development of benthic communities as a result of changing physical variables.

Key words

Boden-Schubspannung, hydrodynamische Belastung, Hörnum Tidebecken, Wattenmeer, Boden-Sediment, Median-Korngröße, Benthos-Lebensgemeinschaft, *Cerastoderma*, *Arenicola*, *Lanice*, Diatomeen, *Zostera*, *Ulva*, PRIMER.

Bottom shear stress, hydraulic impact, Hörnum tidal basin, Wadden Sea, bottom sediment, median grain-size, benthos community, *Cerastoderma*, *Arenicola*, *Lanice*, diatoms, *Zostera*, *Ulva*, PRIMER

Inhalt

1. Einleitung	78
2. Benthos und Hydrodynamik	79
3. Boden-Schubspannung	81
4. Sedimentverteilung versus Boden-Schubspannung	83
5. Benthos-Lebensgemeinschaft versus physikalische Variablen	87
6. Schlussfolgerung	91
7. Danksagung	91
8. Schriftenverzeichnis	91

1. Einleitung

Ein Teil der Ergebnisse des KFKI-Projektes BELAWATT wurde im vorangehenden Artikel von PLESKACHEVSKY et al. (dieses Heft) dargestellt. Dort wurde das Modellsystem MOPS skizziert und es wurde die Erstellung einer zweijährigen Zeitreihe (November 1999–Oktober 2001) der Hydrodynamik im Hörnum Tidebecken beschrieben. Als ein erstes Anwendungs-Beispiel wurde der Eintrag von Seegangsenergie in die Küstenlinie dargestellt. In dem vorliegenden Artikel werden zwei weitere Anwendungen der BELAWATT-Zeitreihe gezeigt.

Die Hydrodynamik-Zeitreihe ist die Grundlage dafür, die Belastung von Wattgebieten durch Strömung und Seegang am Beispiel des Hörnum Tidebeckens mit Hilfe geeigneter Kenngrößen zu quantifizieren. Unter einer „Kenngröße“ ist eine Einflussgröße zu verstehen, die für den Zustand eines Systems bestimmend ist. Ein Beispiel ist die Kenngröße „Tidevolumen“, die in einem Wateinzugsgebiet den Querschnitt des Seegats bestimmt.

Die Belastung des Wattbodens durch die Hydrodynamik wird in BELAWATT beschrieben bzw. quantifiziert durch die sog. Boden-Schubspannung τ [N/m²]. Ein wichtiger Vorteil ist, dass τ berechnet werden kann sowohl aus der Strömung als auch aus dem Seegang sowie aus dem Zusammenwirken von Strömung und Seegang. In WARWICK u. UNCLES (1980) und in HERMAN et al. (2001) wird ebenfalls die Boden-Schubspannung verwendet, um die räumliche Verteilung der benthischen Lebensgemeinschaften im Bristol-Kanal bzw. in der Westerschelde zu erklären.

Die in BELAWATT gestellte Frage ist, ob eine ins Auge gefasste Belastungs-Kenngröße (z.B. die räumliche Verteilung der allein durch Seegang erzeugte Boden-Schubspannung) so gut korreliert mit den räumlichen Verteilungen sedimentologischer und/oder benthischer Daten im Untersuchungsgebiet, dass aus einer Änderung der Kenngröße eine Änderung der Sedimentbedeckung und/oder der Benthos-Lebensgemeinschaften prognostiziert werden kann. Die Beantwortung dieser Frage, insbesondere mit Blick auf das Benthos, war das Hauptziel von BELAWATT.

In diesem Artikel werden zwei Anwendungen der zweijährigen Hydrodynamik-Zeitreihe im Hörnum Tidebecken dargestellt. Zum ersten geht es um den Zusammenhang zwischen der Korngröße des Boden-Sediments und der Boden-Schubspannung. Zum zweiten wird die Frage beantwortet, wie stark die Benthos-Lebensgemeinschaft des Hörnum Tidebeckens korreliert ist mit der Boden-Schubspannung, den Trockenfallzeiten des Wattbodens und der Korngröße des Bodensediments.

2. Benthos und Hydrodynamik

Die ersten wichtigen Arbeiten der marinen Benthosforschung zum Zusammenhang zwischen Benthos und Hydrodynamik waren die von WILDISH u. KRISTMANSON (1979) und WARWICK u. UNCLES (1980). WILDISH u. KRISTMANSON (1979) betonten die Bedeutung der Tideströmung für die Nahrungsversorgung von Filtrierern (suspension feeders) und für die Ansiedlung von Larven in der Fundy Bay (Kanada). Die Arbeit von WARWICK u. UNCLES (1980) war die erste Untersuchung einer direkten Korrelation zwischen der Bodenfauna und der strömungs-erzeugten Bodenschubspannung. Im Untersuchungsgebiet Bristol-Kanal wurde eine „bemerkenswerte Übereinstimmung“ gefunden zwischen den räumlichen Verteilungen der (von einem Modell berechneten) Schubspannung und den beobachteten Benthos-Lebensgemeinschaften. Seit dieser Zeit, etwa seit 1980, gibt es im Rahmen der Ökosystemforschung zunehmend mehr Arbeiten, die sich beschäftigen mit dem Zusammenhang zwischen sog. Umweltvariablen (environmental variables) und benthischen Lebensgemeinschaften. Für die Verteilung des Benthos in Tideästuaren sind die wichtigsten Umweltvariablen der Salzgehalt des Wassers, das Bodensediment und die „Bodenhöhe“. Anstelle von „Bodenhöhe“ kann auch stehen: „Trockenfallzeit“ oder „Wassertiefe“. Darüber hinaus ist die Wassertiefe in Tideästuaren eng verknüpft mit der Variablen „Strömungsgeschwindigkeit“.

DAMM-BÖCKER et al. (1993) untersuchen für eine Station im Norderneyer Rückseitenwatt die Sensitivität diverser Benthos-Spezies in Bezug auf saisonale Änderungen des Hochwasserniveaus, der Wasserbedeckungs-Dauer und des Seeganges. Z.B. wird festgestellt, dass die Abundanz (Individuen pro m²) des Pfahlwurmes *Scoloplos armiger* (Detritus-Fresser bzw. deposit feeder) hochsignifikant positiv korreliert ist mit der signifikanten Wellenhöhe.

In YSEBAERT et al. (2003) wird die Wassertiefe als wichtigste Einflussgröße für das Makrobenthos der Westerschelde festgestellt; es folgen der Salzgehalt und an dritter Stelle der Sediment-Charakter (hier: Schlickgehalt). Für die Ästuare des Humber und des Forth (Schottland) kommt BOLAM (2003) zu dem Ergebnis, dass der Salzgehalt die wichtigste Einflussgröße ist für die großräumige Verteilung des Makrobenthos, gefolgt vom Sedimentcharakter. Eine direkte Wirkung der Hydrodynamik auf das Benthos besteht nach BOLAM (2003) nicht. Vielmehr bestimmt die Hydrodynamik die Sedimentverteilung, die Stabilität des Sediments, die Nahrungs-Versorgung und den Larven-Transport, welche dann wiederum auf das Benthos wirken. R. ASMUS (pers. Mitt.) betont dagegen, dass die auf der Sedimentoberfläche lebenden Arten des Epibenthos durchaus eine direkte Beeinflussung durch Strömung und Turbulenz erfahren. Die von BOLAM (2003) angegebene ausschließlich indirekte Wirkung der Strömung trifft nur auf das Endobenthos zu, das in Bauten und Röhren im Sediment lebt.

Eine Vorhersage der räumlichen Makrobenthos-Verteilung in der Westerschelde als Funktion von Umweltvariablen wird in YSEBAERT et al. (2002) angestellt. Mit Hilfe Logistischer Regression (z.B. BACKHAUS et al., 2006) wird die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einzelner Benthos-Spezies in der Westerschelde vorhergesagt. Eine Vorhersage des Makro-

benthos auf den Wattflächen des Severn nach Bau eines Sperrwerks für ein Gezeitenkraftwerk ist das Thema von WARWICK et al. (1991); allerdings werden nur Tendenzen der Benthos-Entwicklung nach Bau des Sperrwerks angegeben.

In jeder der oben zitierten Arbeiten wird betont, dass die Quantifizierung eines Zusammenhanges zwischen Benthos und Umweltvariablen keine Schlussfolgerung erlaubt über die Prozesse, die die raum-zeitliche Verteilung von Benthos-Spezies bestimmen. Insbesondere weist HERMAN (pers. Mitt.) darauf hin, dass die benthische Fauna nicht unmittelbar von der Hydrodynamik „belastet“ wird, sondern dass die Hydrodynamik in erster Linie auf indirektem Wege wirkt:

- Für aktive suspension feeder (z.B. Muscheln) ist die advective und turbulente Wasserbewegung wichtig für den Herantransport neuer Nahrung. Gemäß ASMUS (pers. Mitt.) kann eine zu starke Wasserbewegung aber auch kontraproduktiv sein: Muscheln können dann nicht genügend Nahrung aus dem Wasser filtrieren, wenn ihre Einsauggeschwindigkeit geringer ist als die Umgebungsströmung.
- Die Strömung ist die entscheidende Größe für den Transport von Larven der benthischen Fauna.
- Für passive suspension feeder wie den Bäumchenröhrenwurm (*Lanice conchilega*) ist die bodennahe Wasserbewegung direkt proportional zur Filtrationsleistung.
- Resuspendiertes Mikrophytobenthos ist eine wichtige Nahrungsquelle für deposit feeders.
- Sedimenttransport kann die Nahrungssituation für deposit feeder (z.B. die Sandklaffmuschel *Mya arenaria*) verbessern, kann aber auch wie ein Sandstrahl-Gebläse wirken.
- Sedimenttransport sorgt für lockeres (instabiles) Bodensediment, wodurch die Ansiedlung von Benthos-Larven erschwert wird.
- Sedimenttransport kann Bodenrippel erzeugen, die den Bau von Wohnröhren beeinträchtigen.
- Der wichtigste Punkt: Die Sedimentverteilung wird durch die Hydrodynamik bestimmt. Wie oben gesagt, ist die Sedimentverteilung eine entscheidende Einflussgröße für fast jede Makrobenthos-Spezies.

Unterhalb der eher großräumigen Abhängigkeit des Benthos von den Umweltvariablen existiert eine kleinskalige (< 1 m) räumliche Verteilung (patchiness) des Benthos. Diese kleinskalige Verteilung hängt ab vom Wettbewerb der verschiedenen Spezies untereinander, vom Druck durch Räuber sowie vom Befall mit Parasiten (LAUCKNER, 1994). Allerdings können die biologischen Interaktionen auch relativ großräumige Verteilungsmuster erzeugen, was zu Fehlinterpretationen führen kann. Ein Beispiel geben YSEBAERT et al. (2002): Der Wattwurm *Arenicola marina* verdrängt viele andere Spezies durch seine Wühltätigkeit, z.B. das Seegras *Zostera noltii*. Wird nun festgestellt, dass *Arenicola* positiv mit der Umweltvariablen „Sediment-Korngröße“ korreliert ist, so wird man gleichzeitig feststellen, dass *Zostera noltii* negativ mit der Sediment-Korngröße korreliert ist. In Wirklichkeit ist aber nicht die Umweltvariable, sondern der Wattwurm für das Fehlen des Seegrases verantwortlich.

Ein weiterer Mechanismus, der für kleinräumige Benthos-Strukturen verantwortlich ist, ist das sog. „ecosystem engineering“ (HERMAN et al., 2001). Hierbei verändern einzelne (oder mehrere) Benthos-Spezies ihre Umgebung, um bessere Bedingungen für das eigene Überleben zu schaffen. Ein Beispiel für ecosystem engineering ist die Wühltätigkeit des Wattwurms. Ohne diese Wühltätigkeit würde ein Sandwatt verschlickten (VOLKENBORN, 2005). Der sandliebende Wattwurm sorgt durch seine Aktivität also für das ihm genehme Habitat; er arbeitet erfolgreich an gegen eine vom Strömungsregime erzeugte Netto-Ablagerung von Feinsediment.

3. Boden-Schubspannung

Die Boden-Schubspannung τ , berechnet aus der gemeinsamen Wirkung von Strömung und Seegang, wird mit τ_{cw} bezeichnet („c“ = current, „w“ = wave). Man unterscheidet bei τ_{cw} zwischen (a) $\tau_{cw,m}$ als dem τ_{cw} -Mittelwert über eine Wellenperiode, und (b) $\tau_{cw,max}$ als dem τ_{cw} -Maximalwert innerhalb einer Wellenperiode. Die Berechnung von $\tau_{cw,m}$ und $\tau_{cw,max}$ erfolgt dadurch, dass zunächst τ_c und τ_w berechnet werden; τ_c und τ_w sind die Boden-Schubspannungen allein durch die (bodennahe) Strömung bzw. allein durch Seegang. Die dabei verwendeten Formeln stammen aus SOULSBY (1997). Die räumlichen Verteilungen von Strömung und Seegang werden am stärksten geprägt von der in Abb. 1 gezeigten Topographie des Untersuchungsgebietes.

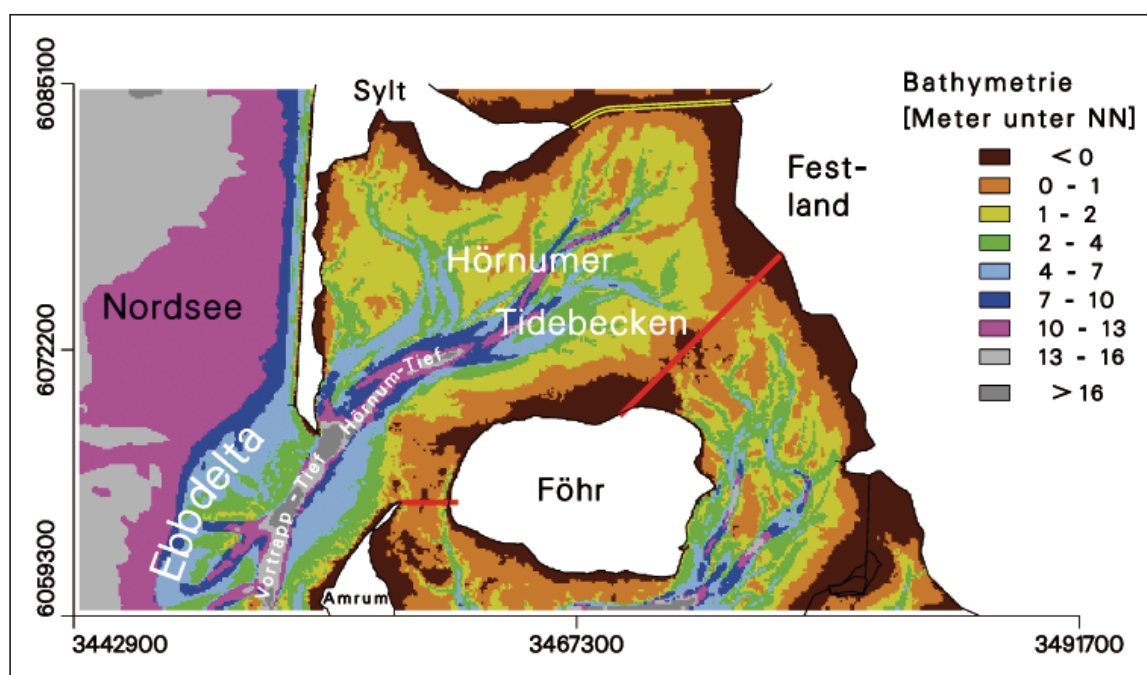


Abb. 1: Tiefenverteilung im BELAWATT-Modellgebiet mit 100 m Gitterweite. Die Tiefenverteilung basiert auf Peildaten des BSH und auf Vermessungsdaten des ALR Husum. Um Rechenzeit zu sparen, wurde der Seegang im Wattbereich südlich der beiden roten Trennlinien und nördlich des Hindenburgdammes (gelb) nicht berechnet. Entsprechend werden Boden-Schubspannungen nur berechnet im eigentlichen Hörnum-Tidebecken (sowie in der offenen See), siehe die Abb. 2 und 3

Als Wirkung von Strömung und Seegang auf die Sohle (die „Belastung“ der Sohle durch Strömung und Seegang), wird die auf die Sedimentkörner der Sohle wirkende Boden-Schubspannung (skin friction) berechnet. Die skin friction ist die für den Sedimenttransport am Boden (bed load) „zuständige“ Boden-Schubspannung. Die Rauigkeitslänge für die Berechnung der skin friction ist $z_0 = d_{50}/12$, wobei d_{50} der Korngrößen-Medianwert des Bodensedimentes ist. Für das Hörnum-Tidebecken typisch ist etwa $d_{50} = 200 \mu\text{m}$ – daraus ergibt sich $z_0 = 0.017 \text{ mm}$. Dieser „typische“ Wert wird einheitlich im gesamten Untersuchungsgebiet verwendet. Ein einheitliches z_0 ist notwendig, denn in BELAWATT stellt sich unter anderem die Frage nach einer Korrelation zwischen den räumlichen Verteilungen von Boden-Schubspannung und Korngröße. Die Verwendung der „realen“ Korngrößenverteilung

(Abb. 4) als Input für die Berechnung der Boden-Schubspannung würde zu einer Schein-Korrelation zwischen τ und Korngröße führen.

Der Seegang erzeugt am Gewässerboden eine alternierende sinusoidale Wasserbewegung. Entsprechend ist auch die seegangs-erzeugte Boden-Schubspannung sinusoidal; τ_w ist die Amplitude. Die über eine Wellenperiode gemittelte seegangs-erzeugte Boden-Schubspannung ist (in erster Näherung) Null, da τ eine vektorielle Größe ist. Entsprechend sollte bei gemeinsamer Wirkung von Strömung und Seegang für den Wellenperioden-Mittelwert $\tau_{cw,m}$ gelten: $\tau_{cw,m} = \tau_c$. Was dabei aber nicht berücksichtigt wird: die seegangs-erzeugte Wasserbewegung erzeugt in der Boden-Grenzschicht eine Turbulenz *zusätzlich* zur Turbulenz der mittleren Strömung. Durch die erhöhte Turbulenz verstärkt sich der Kontakt der mittleren Strömung zur Sohle, wodurch sich $\tau_{cw,m}$ gegenüber τ_c erhöht. Der verstärkte Kontakt der mittleren Strömung zur Sohle äußert sich auch „umgekehrt“ in einer erhöhten Bodenreibung für die mittlere Strömung, der sog. „apparent roughness“.

Der durch Seegang verstärkte Sohlkontakt der mittleren Strömung wird in der Literatur beschrieben als „nichtlineare Wechselwirkung“ zwischen den Boden-Grenzschichten der mittleren Strömung und des Seegangs – dazu gibt es diverse theoretische Modellvorstellungen. SOULSBY (1997) empfiehlt anstelle einer komplizierten Theorie seine sog. DATA2-Methode, deren Resultat den Ergebnissen der „besten Theorien“ nahekommt. In DATA2 wird zunächst $\tau_{cw,m}$ berechnet aus τ_c und τ_w ; $\tau_{cw,m}$ hat die gleiche Richtung wie τ_c , nämlich die Richtung der mittleren Strömung. Danach wird $\tau_{cw,max}$ durch Vektor-Addition berechnet aus $\tau_{cw,m}$ und τ_w . Die Abbildungen 2 und 3 zeigen als Beispiele die räumliche Verteilung von $mean[\tau_{cw,m}]$ und $mean[\tau_{cw,max}]$ im Hörnum-Tidebecken. Das Kürzel „mean“ steht hier für

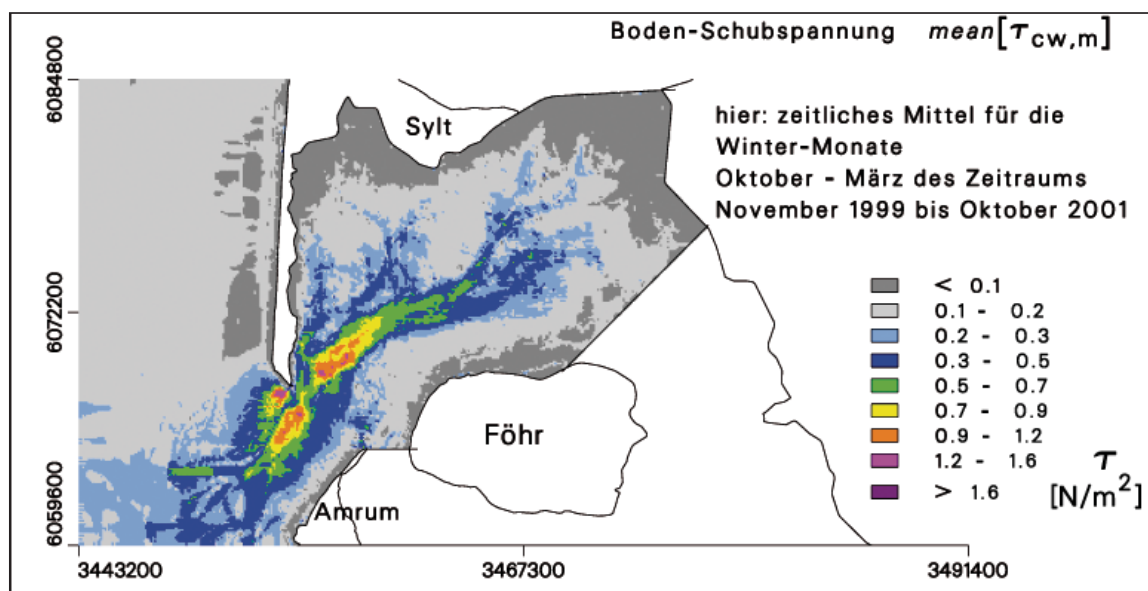


Abb. 2: Verteilung der Boden-Schubspannung $mean[\tau_{cw,m}]$ im Hörnum-Tidebecken, berechnet aus Strömungs- und Seegangsdaten. Aus den im Zeitabstand von 20 Minuten archivierten MOPS-Strömungs- und Seegangsfeldern werden $\tau_{cw,m}$ -Felder berechnet. Hier dargestellt ist das zeitliche Mittel aller $\tau_{cw,m}$ -Felder der Winter-Monate (Oktober–März) aus dem Zeitraum November 1999 bis Oktober 2001. Trockenfall-Zeiten werden bei der zeitlichen Mittelung nicht berücksichtigt. Die höchsten $mean[\tau_{cw,m}]$ treten auf im Hörnum-Tief, im Vortrapp-Tief und über Teilen des Ebbdeltas. Die geringsten $mean[\tau_{cw,m}]$ sehen wir über den hohen Wattflächen im Innern des Beckens. Im Wesentlichen ist die Verteilung der $mean[\tau_{cw,m}]$ gleichzusetzen mit der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeit im Hörnum-Tidebecken

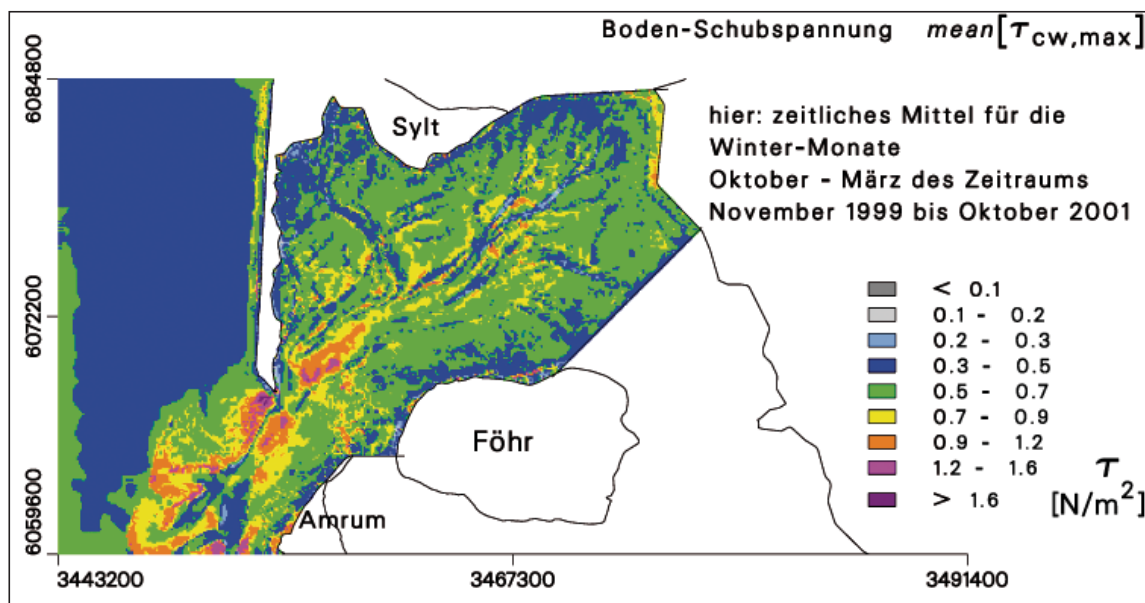


Abb. 3: Verteilung der Boden-Schubspannung $mean[\tau_{cw,max}]$ im Hörnumer Tidebecken, berechnet aus Strömungs- und Seegangsdaten. Weitere Informationen siehe Abb. 2. Hohe $mean[\tau_{cw,max}]$ zeigen sich über den Sänden des Ebbdeltas (Einfluss des Seeganges) und im Hörnum-Tief (Einfluss der Strömung). Im Vergleich zur Verteilung der $mean[\tau_{cw,m}]$ in Abb. 2 gewinnt $mean[\tau_{cw,max}]$ um so mehr an Bedeutung über den Wattflächen, je weiter man sich im Innern des Beckens vom Seegat entfernt. Dieses äußert sich insbesondere darin, dass $mean[\tau_{cw,max}]$ über den Wattflächen des inneren Beckens höher ist als in den angrenzenden Rinnen. Die hohen Werte für $mean[\tau_{cw,max}]$ entlang der Festlandsküste entstehen über Salzwiesen, die nur bei kräftigem Wind aus westlicher Richtung (und entsprechend kräftigem Seegang) überflutet werden

einen Mittelwert über einen längeren Zeitraum. In den Abb. 2 und 3 handelt sich um zeitliche Mittel der 12 Wintermonate Oktober–März aus der zweijährigen BELAWATT-Hydrodynamik-Zeitreihe.

Das in Abb. 2 gezeigte $\tau_{cw,m}$ ist in den bed load Formeln von SOULSBY (1997) die für die Sediment-Verfrachtung zuständige Schubspannung. Dagegen ist das in Abb. 3 gezeigte $\tau_{cw,max}$ in den bed load Formeln „nur“ zuständig für die Beantwortung der Frage, ob Sedimenttransport *überhaupt* stattfindet: Sedimenttransport ist nur möglich, wenn $\tau_{cw,max}$ größer ist als die sog. kritische Boden-Schubspannung τ_{cr} des Sediments (siehe auch Abb. 6).

4. Sedimentverteilung versus Boden-Schubspannung

Die Frage ist: besteht ein Zusammenhang zwischen den aus den MOPS-Ergebnissen berechneten Boden-Schubspannungen und der Sedimentverteilung im Hörnumer Tidebecken? Als Schubspannungen werden verwendet die zeitlichen Mittelwerte „ $mean[\tau]$ “ und die Maximalwerte „ $max[\tau]$ “ der $\tau_{cw,m}$ und der $\tau_{cw,max}$. Die räumliche Verteilung der Maximalwerte entsteht dadurch, dass separat für jede Gitterzelle der τ -Maximalwert für den jeweiligen Bezugszeitraum bestimmt wird.

Abb. 4 zeigt die Verteilung der Median-Korngrößen d_{50} der Sediment-Daten von FIGGE (1981) und VAN BERNEM et al. (1994, 2006), siehe Bildunterschrift Abb. 4 für weitere Informationen. Die Korngrößen-Daten wurden zu einem gemeinsamen Datensatz zusammenge-

fasst, siehe EPPEL et al. (2006). Hinter der Zusammenfassung der Daten aus 1972/73, 1987 und 2001–2003 steht der Befund, dass kein zeitlicher Trend in den Sedimentdaten festgestellt wurde. Für den Vergleich mit den Boden-Schubspannungen wurden nur die Daten auf den Wattflächen des Hörnum-Tidebeckens (also östlich des Seegats) verwendet, und zwar das Sediment oberhalb der ungefähren Tideniedrigwasser-Linie bei NN –1 m. Das Flugsandgebiet (mit teilweise sehr grobem Sediment aus den Sylter Land-Dünen) östlich entlang der Sylter Südhälfte wurde ausgeblendet, da hier kein ursächlicher Zusammenhang zwischen Hydrodynamik und Sediment besteht. Für den Test des Zusammenhanges zwischen Sediment und Hydrodynamik (Boden-Schubspannung) war jede Sedimentprobe allein durch seine Median-Korngröße d_{50} charakterisiert.

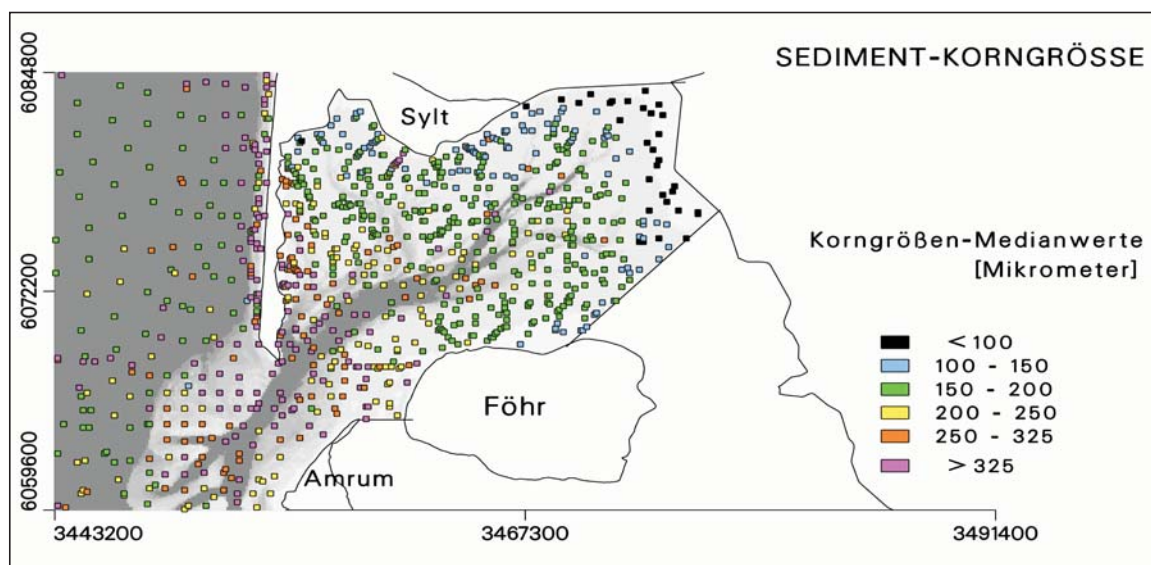


Abb. 4: Verteilung der Median-Korngrößen des Bodensediments im zentralen BELAWATT-Gebiet. Es werden folgende Sedimentdaten verwendet: (1) Daten des BSH (FIGGE, 1981); für das Hörnum-Tidebecken stammen diese Daten vornehmlich aus Probennahmen von 1972/73. Es liegen Daten für die Wattflächen, für die tiefen Rinnen sowie für die offene See vor. (2) Daten der Sensitivitätskartierung im deutschen Wattenmeer (VAN BERNEM et al., 1994) aus dem Jahr 1987. Die Probennahme-Stationen lagen sämtlich auf den Wattflächen. (3) Daten der Habitat-Charakterisierungen 2001, 2002 und 2003 (VAN BERNEM et al., 2006). Wie in 1987 wurden nur Stationen auf den Wattflächen beprobt. Die Tiefenverteilung im Gebiet ist grau unterlegt

Die Abb. 5 und 6 zeigen als Beispiele: Median-Korngröße d_{50} logarithmisch aufgetragen gegen $mean[\tau_{cw,m}]$ und gegen $mean[\tau_{cw,max}]$. Die Schubspannungen sind zeitliche Mittelwerte über alle Winter-Monate zwischen November 1999 und Oktober 2001. Die Skalierung der x-Achsen beider Plots ist nicht identisch. Die Verteilungen der Datenpunkte in beiden Abbildungen zeigen: d_{50} -Werte um 160 μm dominieren die Punkt-Verteilungen über eine weite Spanne von Schubspannungen, mit einem schwachen Anstieg der d_{50} mit wachsendem τ . Dieses „Einheits-Sediment“ bildet das Gros der Wattsedimente des Hörnum-Tidebeckens.

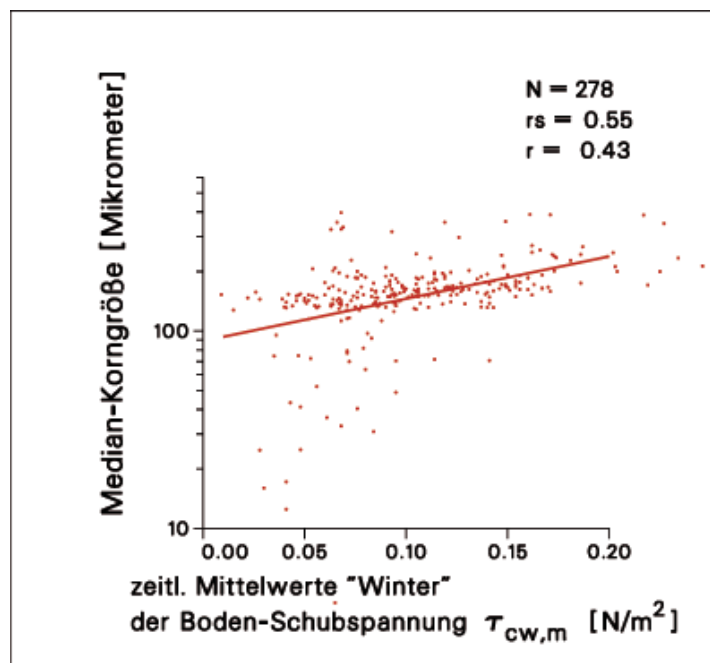


Abb. 5: Gemessene Median-Korngröße d_{50} der Wattsedimente im Hörnum Tidebecken, aufgetragen gegen die (von MOPS berechnete) Schubspannung $mean[\tau_{cw,m}]$. Die $\tau_{cw,m}$ sind zeitlich gemittelt über die Winter-Monate des Zeitraums November 1999 bis Oktober 2001. Die rote Gerade ist die Regressions-Gerade. „N“ ist die Anzahl der Datenpunkte, „r“ ist der (lineare) Korrelationskoeffizient, „ r_s “ ist der Spearman-Rangkorrelationskoeffizient

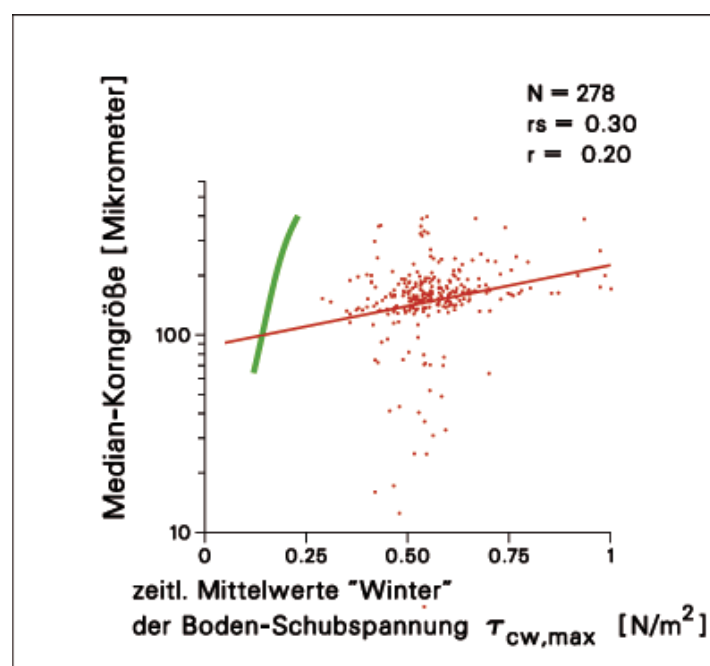


Abb. 6: Wie Abb. 5, aber mit $mean[\tau_{cw,max}]$ anstelle von $mean[\tau_{cw,m}]$. Zusätzlich eingezeichnet ist die Shields-Kurve (grün) (z.B. SOULSBY 1997), die den Beginn des Sedimenttransports (bei einer sog. „kritischen Schubspannung“ τ_{cr}) in Abhängigkeit von der Median-Korngröße angibt. $\tau_{cw,max}$ ist jene Schubspannung, die für die Mobilisierung (bzw. die Erosion) von Sediment zuständig ist. Die Lage der Shields-Kurve zeigt, dass das gesamte Sediment auf den Watten des Hörnum Tidebeckens während der Wintermonate die meiste Zeit über in Bewegung sein müsste. Feldmessungen der kritischen Schubspannung τ_{cr} (z.B. MAHATMA, 2004) zeigen aber, dass τ_{cr} eher im Bereich von 0.5 bis 1 N/m² liegt

Der Zusammenhang zwischen Boden-Schubspannungen und Sediment-Korngrößen wird durch lineare Korrelations-Koeffizienten quantifiziert. Dabei wird bei den Schubspannungen unterschieden zwischen „Sommer“ und „Winter“. Wie in der Sedimentologie üblich, geht die Korngröße nicht als lineare, sondern als logarithmierte Größe in die Berechnung ein. Tab. 1 zeigt die so berechneten linearen Korrelations-Koeffizienten für die 4 betrachteten Schubspannungs-Versionen.

Tab. 1: Korrelation zwischen 8 berechneten Schubspannungs-Feldern (4 für „Sommer“, 4 für „Winter“) und gemessenen Korngrößen-Medianwerten d_{50} der Wattflächen-Sedimente im Hörnum Tidebecken (Bereich oberhalb NN -1 m). Die linearen Korrelations-Koeffizienten wurden berechnet mit logarithmierten d_{50} . Zu jedem Koeffizienten ist angegeben die *doppelte* Standardabweichung, berechnet mit einem bootstrap-Verfahren. Die Sommer- und Winter-Werte von $mean[\tau_{cw,m}]$ sind stark miteinander korreliert ($r = 0.98$), daher die identischen Werte in der Zeile für $mean[\tau_{cw,m}]$

Aus MOPS-Ergebnissen berechnete Boden- Schubspannungen τ	Linearer Korrelationskoeffizient „r“	
	Sommer-Monate	Winter-Monate
$mean[\tau_{cw,m}]$	0.43 ± 0.08	0.43 ± 0.08
$max[\tau_{cw,m}]$	0.45 ± 0.07	0.54 ± 0.07
$mean[\tau_{cw,max}]$	0.28 ± 0.08	0.20 ± 0.08
$max[\tau_{cw,max}]$	0.37 ± 0.07	0.51 ± 0.07

Tests zeigen, dass die Daten „ τ “ und „ $\log d_{50}$ “ nicht normalverteilt sind, d.h. konventionelle statistische Tests der in Tab. 1 angegebenen linearen Korrelations-Koeffizienten r sind nicht zulässig. Es wird daher ein „bootstrap-Verfahren“ (z.B. Efron und Tibshirani 1993) angewendet. Das Ergebnis: sämtliche linearen Korrelations-Koeffizienten in Tab. 1 sind hochsignifikant von Null verschieden; das zeigen auch die vom bootstrap-Verfahren gelieferten (doppelten) Standardabweichungen (bzw. Unsicherheiten) der Korrelations-Koeffizienten. Der Vergleich der Korrelations-Koeffizienten für $\tau_{cw,m}$ und $\tau_{cw,max}$ in Tab. 1 zeigt: für die Verfrachtungs-Größe $\tau_{cw,m}$ sind die Korrelations-Koeffizienten höher als für die Erosions-Größe $\tau_{cw,max}$. Das heißt: die Sedimentverteilung über den Watten ist mehr durch die (transportierende) Strömung beeinflusst als durch den (aufwirbelnden) Seegang. Diese Aussage gilt angesichts der hohen Standardabweichungen nur mit erheblicher Einschränkung, zumal ein statistisches Verfahren keine direkten kausalen Zusammenhänge nachweisen kann. Allerdings liefern Cluster-Analysen von HIRSCHHÄUSER (2003a) ebenfalls das Ergebnis: die Kornverteilungen im Hörnum Tidebecken sind „durch eine Transportsortierung geprägt“.

Wir kommen nun zurück zur Ausgangsfrage: wie stark korreliert die räumliche Verteilung des Sediments mit der räumlichen Verteilung einer Boden-Schubspannung? Die Antwort auf diese Frage ist: Die Korrelations-Koeffizienten r in Tabelle 1 sind zwar hochsignifikant von Null verschieden, jedoch (bei einem mittleren $r \approx 0.4$) in ihrer Aussagekraft beschränkt: nur rund $r^2 \approx 0.16$ (also 16 %) der Gesamt-Variation von d_{50} wird durch einen linearen Zusammenhang (also durch eine Regression) zwischen τ und d_{50} beschrieben. Eine erklärte Varianz von nur etwa 16 % wird als nicht ausreichend angesehen für eine vorhersagefähige Kenngröße. Die Sediment-Verteilung hängt jedenfalls nur zu einem Prozentsatz von

10 bis 20 % statistisch ab von den in BELAWATT berechneten Boden-Schubspannungen. Es gibt mehrere Antworten auf die Frage, wovon die Sediment-Verteilung ebenfalls abhängen kann. Der wichtigste Punkt ist natürlich der Sedimenttransport selbst, also ein dynamischer Vorgang. Weitere Einflussgrößen sind die geologische Vorgeschichte (Stichwort: zutage tretende pleistozäne Sedimente) und die Bio-Deposition von Feinsediment (z.B. HIRSCHHÄUSER, 2003b).

5. Benthos-Lebensgemeinschaft versus physikalische Variablen

Der im vorangehenden Abschnitt angestellte Vergleich zwischen der hydrodynamischen Belastung (in Form der Boden-Schubspannung) und der Sedimentverteilung im Hörnum Tidebecken war für das BELAWATT-Projekt eher ein Nebenprodukt. Das Hauptziel von BELAWATT war die Beantwortung der Frage, wie stark die Benthos-Lebensgemeinschaft im Hörnum Tidebecken von der hydrodynamischen Belastung abhängt.

Die Benthos-Daten wurden in den Sommermonaten 2001, 2002 und 2003 erhoben im Rahmen einer die gesamten deutschen Watten umfassenden Habitat-Kartierung (VAN BERNEM et al. 2006). Aus den 25 dokumentierten Spezies wurden für die statistische Auswertung 6 Spezies ausgewählt (EPPEL et al. 2006): Wattwurm (*Arenicola marina*), Herzmuschel (*Cerastoderma edulis*), Bäumchenröhrenwurm (*Lanice conchilega*), Kieselalgen (*Diatomeen*), Kleines Seegras (*Zostera noltii*) und Meersalat (*Ulva lactuca*). Die Benthos-Daten für *Cerastoderma* sind konkrete Individuen-Zahlen (pro m²). Dagegen ist das *Arenicola*-Vorkommen in 5 Häufigkeits-Klassen eingeteilt, für *Diatomeen* und *Zostera* sind es Boden-Deckungsgrade (in %) und für *Lanice* und *Ulva* wird lediglich unterschieden zwischen „nicht vorhanden“, „vereinzelt“ und „dicht“.

Die Auswahl der 6 Spezies erfolgte unter drei Gesichtspunkten: (1) Die Abundanz der Spezies ist im Datensatz differenziert angegeben (gilt für *Arenicola* und *Cerastoderma*), (2) Es wird für die Spezies eine Sensitivität bzgl. der hydrodynamischen Belastung vermutet (gilt für *Lanice*, *Ulva*, *Diatomeen*, *Zostera noltii*), (3) keine zu hohen Korrelationen der Benthos-Spezies untereinander. Der stärkste Zusammenhang unter den 6 gewählten Spezies besteht zwischen *Ulva* und *Cerastoderma* mit einem linearen Korrelation-Koeffizienten von $r = 0.23$. Zwischen den beiden Grünalgen *Ulva lactuca* und *Enteromorpha spp.* ist die Korrelation $r = 0.60$. Entsprechend wurde nur eine der beiden Grünalgen ausgewählt. Die Wahl fiel auf *Ulva*, da *Enteromorpha* mit *Lanice* unerwünscht stark korreliert ist ($r = 0.31$). Unter den 6 ausgewählten Spezies befinden sich je 3 Vertreter des Phytobenthos und des Zoobenthos. Das Zoobenthos besteht aus einem aktiven suspension feeder der Endofauna (*Cerastoderma*), einem passiven suspension feeder der Epifauna (*Lanice*) und einem deposit feeder (*Arenicola*). Abb. 7 zeigt als Beispiel die Häufigkeitsverteilung von *Cerastoderma*, dokumentiert für die Stationen der Habitat-Kartierungen im Hörnum Tidebecken. Innerhalb des Beckens wurden rund 400 Stationen beprobt.

Die statistische Bearbeitung der Daten erfolgte in BELAWATT mit dem Statistik-Programm PRIMER (Plymouth Routines in Multivariate Ecological Research, CLARKE and WARWICK, 1994). Zum Beispiel wurden die Daten geordnet (die Umweltstatistiker sprechen von „Ordination“) mit einem MDS-Verfahren (MDS = Multidimensionale Skalierung, siehe z.B. BACKHAUS et al., 2006), basierend auf Bray-Curtis-Koeffizienten als Distanz-Maß. Die Analyse erfolgte für die Gesamtheit der 6 ausgewählten Spezies, d.h. für die benthische Lebensgemeinschaft. Da die Berechnung der Bray-Curtis-Koeffizienten keine „missing values“

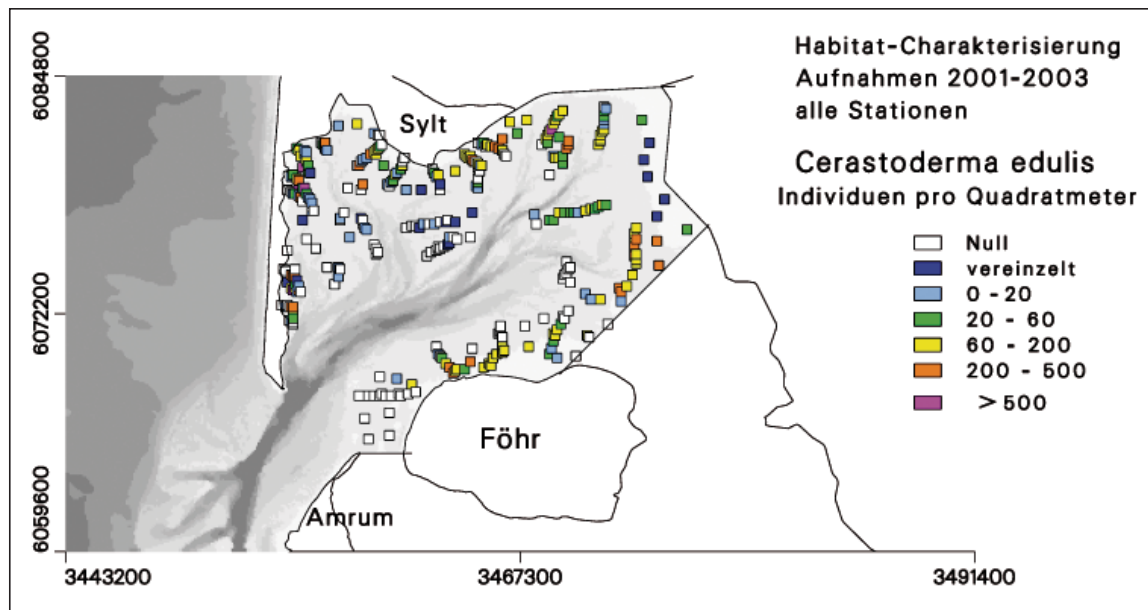


Abb. 7: Räumliche Häufigkeits-Verteilung der Herzmuschel *Cerastoderma edulis* im Hörnumer Tidebecken, Aufnahmen von 2001, 2002 und 2003 (VAN BERNEM et al., 2006). Die Herzmuschel-Häufigkeit wird in den Kartierungs-Daten in Individuen/m² (also keine Einteilung in Häufigkeits-Klassen) angegeben. *Cerastoderma* wurde an insgesamt 316 Stationen kartiert. Die Kartierung erfolgte teilweise in Transekten, erkennbar an einer dichten Aufreihung von Stationspunkten. Die Herzmuschel-Häufigkeit wächst mit wachsender Entfernung von den Tiderinnen. Dieses kann damit zusammenhängen, dass Jungtiere (Besiedlungsdichte hoch) sich eher in höheren Watten aufhalten (bessere Nahrungs-Situation, besserer Schutz vor Verdriftung). Adulte Herzmuscheln (Besiedlungsdichte gering) suchen dagegen gern tiefergelegene Watten auf. Allein dieser Zusammenhang zeigt schon, dass die räumliche Verteilung der Benthos-Häufigkeit nicht von der hydrodynamischen Belastung allein abhängt. Im Schlickwatt in der NE-Ecke des Tidebeckens ist die Herzmuschel weniger häufig als in anderen Wattbereichen. Im stark von Seegang beaufschlagten Gebiet westlich Föhr ist die Herzmuschel selten – vielleicht auch wegen des dort vorhandenen gröberen Sediments. Die starke Heterogenität entlang der Sylter Süd-Halbinsel spiegelt die Heterogenität des Sediments (Flugsand und Schlickwatt nebeneinander) in diesem Bereich wider. Die Topographie ist grau unterlegt

erlaubt, wurden nur jene Kartierungs-Stationen in der statistischen Analyse berücksichtigt, für die *sämtliche* 6 betrachteten Spezies dokumentiert waren: insgesamt 309 Stationen. Ein Test mit dem PRIMER-Programm ANOSIM (Analysis of Similarities) zeigt, dass die Benthos-Daten der 3 Probennahme-Jahre zu einem gemeinsamen Datensatz zusammengefasst werden dürfen (EPPEL et al., 2006).

Allen 309 Benthos-Stationen wurden von MOPS berechnete, zeitlich gemittelte Boden-Schubspannungen zugeordnet: $mean[\tau_{cw,m}]$, $mean[\tau_{cw,max}]$, $max[\tau_{cw,m}]$ und $max[\tau_{cw,max}]$, jeweils berechnet für die Sommer-Monate (April–September) und für die Winter-Monate (Oktober–März) des von BELAWATT simulierten Zeitraums November 1999 bis Oktober 2001. Die Tatsache, dass sich der Simulations-Zeitraum und die Zeiten der Benthos-Kartierungen nur wenig überlappen, ist für die zeitlichen Mittelwerte nicht kritisch, da die mittleren räumlichen Verteilungen von Strömung und Seegang sich von Jahr zu Jahr nur wenig ändern. Bei den Maximalwerten kann es anders aussehen, da ein einziger schwerer Sturm die räumliche Verteilung der maximalen Boden-Schubspannungen substantiell ändern kann.

Zusätzlich zu den vier Boden-Schubspannungen wurden von MOPS berechnete Trockenfall-Zeiten „dry [%]“ den 309 Benthos-Stationen zugeordnet. Schließlich wurde noch für

jede Benthos-Station eine Median-Korngröße d_{50} gesucht. Häufig wurde parallel zur Benthos-Kartierung eine Sediment-Probe genommen, die im Labor per Siebung auf Korngröße analysiert wurde. Eine direkte Zuordnung einer Median-Korngröße zu einer Benthos-Station war für 227 der 309 Stationen möglich. Dem Rest der Benthos-Stationen wurde ein d_{50} aus einer interpolierten d_{50} -Verteilung zugeordnet. Grundlage für die Korngrößen-Interpolation waren die in Abb. 4 gezeigten Korngrößen-Daten. Die Sedimentdaten des Flugsand-Gebietes entlang der Sylter Südhalbinsel wurden, anders als in Abschnitt 4, jetzt mit verwendet. Die vier Boden-Schubspannungen, die Trockenfall-Zeiten und die Median-Korngrößen werden als „physikalische Variable“ bezeichnet. Der in Abschnitt 2 als wichtige Umweltvariable genannte Salzgehalt ist im Hörnumer Tidebecken praktisch konstant (etwa 27 bis 30 psu) und daher für die räumliche Verteilung des Benthos nicht relevant.

Nach der „Bereitstellung“ aller Daten war die in BELAWATT zu beantwortende Frage: Wie stark beeinflussen die physikalischen Daten die Benthos-Lebensgemeinschaft im Hörnumer Tidebecken? Für die Beantwortung der Frage wurde das PRIMER-Programm BIO-ENV verwendet; die Ergebnisse sind in EPPEL et al. (2006) dargestellt. Das Programm BIO-ENV findet als wichtigsten physikalischen Einfluss das Zusammenwirken von Korngröße und $mean[\tau_{cw,m}]$ mit einem Spearman-Rangkorrelationskoeffizienten $r_s \approx 0.3$ (das Verfahren liefert praktisch keine negativen r_s). Die wichtigste physikalische Einzel-Variable ist $mean[\tau_{cw,m}]$ mit $r_s \approx 0.23$. Danach folgen als Einzel-Variable die Korngröße ($r_s \approx 0.21$) und mit größerem Abstand die anderen Variablen mit r_s -Werten zwischen 0.15 und 0.09. Ein

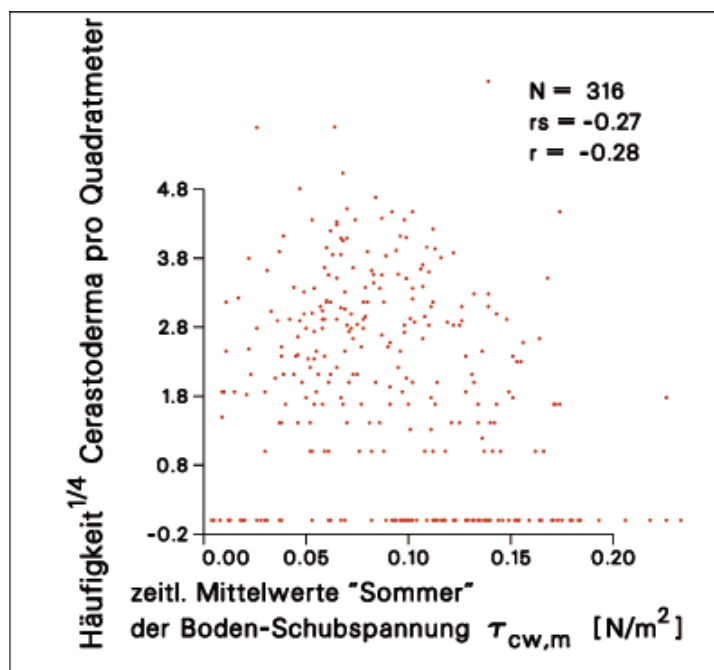


Abb. 8: Gemessene Häufigkeiten der Herzmuschel *Cerastoderma edulis* im Hörnumer Tidebecken, aufgetragen gegen die (von MOPS berechneten) Boden-Schubspannungen $mean[\tau_{cw,m}]$. Die Schubspannungen sind zeitlich gemittelt über die Sommer-Monate des Zeitraums November 1999 bis Oktober 2001. „N“ ist die Anzahl der Datenpunkte, „ r_s “ der Spearman-Rangkorrelationskoeffizient und „ r “ der lineare Korrelationskoeffizient. Die *Cerastoderma*-Häufigkeiten y sind transformiert mit $\sqrt[4]{y}$. Eine *Cerastoderma*-Häufigkeit $\sqrt[4]{2.8} = 2.8$ bedeutet z.B. eine Häufigkeit von $2.8^4 \approx 60$ Individuen/m². Eine Transformation der Häufigkeiten ist notwendig für die Berechnung der Bray-Curtis-Koeffizienten im Statistik-Paket PRIMER, siehe EPPEL et al. (2006). Typisch für Benthos-Daten ist die große Anzahl der „Häufigkeit 0“

Signifikanztest der Spearman-Koeffizienten zeigt, dass selbst kleine r_s von 0.1 hochsignifikant von Null verschieden sind. Die obigen Angaben gelten für die Sommer-Monate des BELAWATT-Zeitraums. Es ist festzustellen: $\tau_{cw,m}$ und die Sediment-Korngröße sind die wichtigsten Einflussgrößen für die benthische Lebensgemeinschaft im Hörnum Tidebecken. Die (auf den flachen Watten) mit dem Seegang verknüpfte Schubspannung $\tau_{cw,max}$ ist dagegen von geringerer Bedeutung. Mit anderen Worten: die mittlere (transportierende) Strömungsgeschwindigkeit beeinflusst das Benthos stärker als der (erodierende) Seegang.

Letztlich liefert der multivariate Abgleich der Benthos-Lebensgemeinschaft mit den physikalischen Variablen ein ähnliches Ergebnis wie die Korrelation der *einzelnen* Benthos-Spezies mit den *einzelnen* physikalischen Variablen. Ein Beispiel für einen solchen Einzel-Vergleich zeigt das Streudiagramm in Abb. 8. Tabelle 2 zeigt die linearen Korrelationskoeffizienten r für die 6 Benthos-Spezies und die 6 physikalischen Variablen. Aus Tab. 2 ergibt sich: die physikalische Variable mit dem höchsten $|r|$ -Mittelwert (dem Mittel der $|r|$ über alle 6 Spezies) ist $mean[\tau_{cw,m}]$; die gleiche Variable wird von BIO-ENV als wichtigste Einzel-Einflussgröße für die Benthos-Lebensgemeinschaft angegeben.

Tab. 2: Zusammenhang zwischen der Vorkommens-Häufigkeit von Benthos-Spezies und physikalischen Variablen für 309 Benthos-Stationen im Hörnum Tidebecken. Der Zusammenhang zwischen den einzelnen Variablen wird beschrieben durch lineare Korrelations-Koeffizienten. Die für die Rechnung verwendeten Benthos-Daten sind transformierten Daten, was aber das Ergebnis der Korrelationsrechnung nicht wesentlich beeinflusst. Die verwendeten Schubspannungen und Trockenfallzeiten sind die MOPS-Ergebnisse für die Sommermonate April–September der Jahre 2000 und 2001. Die Median-Korngrößen d_{50} basieren auf Messdaten. Korrelations-Koeffizienten, die betragsmäßig größer als 0.3 sind, sind fett gedruckt. Die ungefähre Gleichsetzung von $\tau_{cw,max}$ und „Seegang“ gilt nur dort, wo die Strömung gering ist, z.B. über den Wattflächen. Die Korrelations-Koeffizienten in der entsprechenden Tabelle für die Wintermonate sind nicht substantiell verschieden von den Korrelations-Koeffizienten der Sommer-Tabelle

SOMMER	$\log d_{50}$	dry	$mean[\tau_{cw,m}]$ $\approx$ Strömung	$max[\tau_{cw,m}]$ $\approx$ Strömung	$mean[\tau_{cw,max}]$ $\approx$ Seegang	$max[\tau_{cw,max}]$ $\approx$ Seegang
<i>Arenicola</i>	0.32	0.18	0.03	0.16	0.10	0.11
<i>Cerastoderma</i>	-0.18	0.14	-0.28	-0.21	-0.20	-0.17
<i>Lanice</i>	-0.02	-0.25	0.17	0.02	0.11	0.07
<i>Diatomeen</i>	-0.19	0.08	-0.27	-0.25	-0.15	-0.16
<i>Zostera noltii</i>	0.02	0.52	-0.51	-0.41	-0.39	-0.26
<i>Ulva</i>	-0.30	-0.08	-0.16	-0.19	-0.13	-0.17

Die in Tab. 2 angegebenen Korrelations-Koeffizienten bestätigen die bekannten Standort- und Lebensgewohnheiten der einzelnen Spezies teilweise. Als suspension feeder ist *Lanice* angewiesen auf Wasserbedeckung (bzw. geringe Trockenfallzeiten) und auf advective Strömung. Dagegen siedelt *Zostera noltii* in Gebieten mit langen Trockenfallzeiten und mit geringer Wasserbewegung. Der Wattwurm *Arenicola* bevorzugt sandiges gegenüber schlickigem Sediment – Wasserbewegung ist ihm offenbar nicht so wichtig. Man begibt sich hier aber leicht auf das Gebiet der Spökenkiekerei. Zum einen wird in Abschnitt 2 auf das

Risiko hingewiesen, Zusammenhänge zwischen den räumlichen Verteilungen des Benthos und den physikalischen Variablen mit einem einfachen Ursache-Wirkung-Schema zu erklären. Zum anderen ist eine Interpretation auf der Grundlage linearer Abhängigkeiten problematisch. Ein Streudiagramm „*Lanice* gegen $\log(d_{50})$ “ zeigt z.B., dass *Lanice* mittlere Korngrößen bevorzugt, zu feines und zu grobes Sediment meidet. Eine Schlussfolgerung aus Tabelle 2 der Art „die Sediment-Korngröße ist für *Lanice* von geringer Bedeutung“ wäre also falsch.

Zusammenfassend ist für das Benthos festzustellen: Die Benthos-Lebensgemeinschaft ist zwar hochsignifikant korreliert mit diversen physikalischen Variablen, jedoch ist die Aussagekraft dieser Korrelation beschränkt. Die in Tab. 2 aufgelisteten linearen Korrelations-Koeffizienten r liegen für die wichtigste Einflussgröße $\text{mean}[\tau_{\text{cw,m}}]$ im Betrags-Mittel bei 0.25. Die den Korrelations-Koeffizienten in Tab. 2 entsprechenden erklärten Varianzen r^2 liegen bestenfalls im Bereich zwischen 0.1 und 0.25. Mit anderen Worten: Die räumliche Verteilung des Benthos im Hörnum Tidebecken wird nur zu 10 bis 25 % erklärt durch die verwendeten physikalischen Variablen. Dieser geringe Prozentwert wird als nicht ausreichend angesehen, um die räumliche Verteilung des Benthos im Hörnum Tidebecken vorherzusagen.

6. Schlussfolgerung

In der Einleitung wurde als Hauptziel von BELAWATT genannt die Suche nach einer physikalischen Belastungs-Kenngröße, die das Sediment-Regime und/oder die Benthos-Lebensgemeinschaft im Hörnum Tidebecken charakterisieren und prognostizieren kann. Das Ergebnis der Suche ist: Es wurde keine geeignete Belastungs-Kenngröße gefunden. Speziell für das Benthos gilt: Zwar gibt es einen hochsignifikanten Zusammenhang zwischen den physikalischen Belastungs-Größen und der Benthos-Häufigkeit, aber es gibt daneben noch diverse andere Einflussgrößen (Temperatur, Eisbedeckung, Nahrungs-Verfügbarkeit, Druck durch Räuber, Parasitenbefall, Einwanderung neuer Arten ...), die in ihrer Gesamtheit die räumliche Verteilung des Benthos im Hörnum Tidebecken erheblich stärker beeinflussen als die hydrodynamische Belastung.

7. Danksagung

Das Forschungsvorhaben „Watthydrodynamik: Die hydrodynamische Belastung von Wattgebieten“ (BELAWATT) wurde unter dem Förderkennzeichen 03KIS038 als KFKI-Projekt vom Bundesministerium für Bildung und Forschung gefördert.

8. Schriftenverzeichnis

- BACKHAUS, K.; ERICHSON, B.; PLINKE, W. u. WEIBER, R.: Multivariate Analysemethoden. Eine anwendungsorientierte Einführung. Springer, 2006.
- BOLAM, S. G.: Spatial patterns of estuarine macrobenthic assemblages: relationships with hydrodynamic regime. Estuary Process Research Project (EstProc), Theme 3 Biology Interactions, Report No: FD1905/CEFAS1, 2003.
- CLARKE, K. R. u. WARWICK, R. M.: Change in marine communities: An approach to statistical analysis and interpretation. ISBN 1 85531 140 2, Plymouth Marine Laboratory, 1994.

- DAMM-BÖCKER, S.; KAISER, R. u. NIEMEYER, H. D.: Determination of Wadden Sea habitats by hydrodynamics. Proc. Int. Coast. Congr. '92 Kiel, 1993.
- EFRON, B. u. TIBSHIRANI, R. J.: An Introduction to the Bootstrap. Chapman and Hall, 1993.
- EPPEL, D. P.; KAPITZA, H.; ONKEN, R.; PLESKACHEVSKY, A.; PULS, W.; RIETHMÜLLER, R. u. VAESSEN, B.: Watthydrodynamik: Die hydrodynamische Belastung von Wattgebieten. GKSS-Report 2006/8, GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, 2006.
- FIGGE, K.: Begleitheft zur Karte der Sedimentverteilung in der Deutschen Bucht (Karte Nr. 2900). Deutsches Hydrographisches Institut, 1981.
- HERMAN, P. M. J.; MIDDELBURG, J. J. u. HEIP, C. H. R.: Benthic community structure and sediment processes on an intertidal flat: results from the ECOFLAT project. Continental Shelf Research 21, 2001.
- HIRSCHHÄUSER, T.: Sedimentologische und biologische Aspekte der morphodynamischen Modellierung von Tidebecken. Ph.D. Thesis, Technische Universität Darmstadt, 2003a.
- HIRSCHHÄUSER, T.: Morphodynamische Modellierung der Biodeposition in einem Testfeld der Dithmarscher Bucht. Die Küste, H. 67, 2003b.
- LAUCKNER, G.: Parasiten als bestandsregulierender Faktor im Watt. In: Lozan, J. L., Rachor, E., Reise, K., von Westernhagen, H., Lenz, W. (Hrsg.) Warnsignale aus dem Wattenmeer, Blackwell Wissenschafts-Verlag Berlin, 1994.
- MAHATMA, L.: The spatial and temporal patterns of erodibility of an intertidal flat in the East Frisian Wadden Sea, Germany. GKSS-Report 2004/14, GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, 2004.
- SOULSBY, R.: Dynamics of marine sands. Thomas Telford Publications, London, 1997.
- VAN BERNEM, K.; GROTHJAHN, M.; KNÜPLING, J.; KRAEMANN, H. L.; MÜLLER, A.; NEUGEBOHRN, L.; PATZIG, S.; RAMM, G.; RIETHMÜLLER, R.; SACH, G. u. SUCHROW, S.: Thematische Kartierung und Sensitivitätsraster im deutschen Wattenmeer, Juni 1987–Juni 1993. GKSS-Report 94/E/10, GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, 1994.
- VAN BERNEM, K.; SCHILLER, H.; KRAEMANN, H.; KLEEBERG, U. u. DOERFFER, R.: Sensitivitätsraster Deutsche Nordseeküste II – Aktualisierung und Erstellung eines operationellen Modells zur Vorsorgeplanung bei der Bekämpfung von Ölundfällen. Abschlussbericht. Report GKSS-Forschungszentrum Geesthacht, 2006 (in Vorbereitung).
- VOLKENBORN, N.: Ecosystem engineering in intertidal sand by the lugworm *Arenicola marina*. Dissertation im Fachbereich Biologie/Chemie der Uni Bremen, 2005.
- WARWICK, R. M. u. UNCLES, R. J.: Distribution of Benthic Macrofauna Associations in the Bristol Channel in Relation to Tidal Stress. Marine Ecology Progress Series 3, 1980.
- WARWICK, R. M.; GOSS-CUSTARD, J. D.; KIRBY, R.; GEORGE, C. L.; POPE, N. D. u. ROWDEN, A. A.: Static and dynamic environmental factors determining the community structure of estuarine macrobenthos in SW Britain: Why is the Severn estuary different? Journal of Applied Ecology, 29, 1991.
- WILDISH, D. J. u. KRISTMANSON, D. D.: Tidal energy and sublittoral macrobenthic animals in estuaries. J. Fish. Res. Board Can. 36 (10), 1979.
- YSEBAERT, T.; MEIRE, P.; HERMAN, P. M. J. u. VERBEEK, H.: Macrobenthic species response surfaces along estuarine gradients: prediction by logistic regression. Marine Ecology Progress Series 225, 2002.
- YSEBAERT, T.; HERMAN, P. M. J.; MEIRE, P.; CRAEYMEERSCH, J.; VERBEEK, H. u. HEIP, C. H. R.: Large-scale spatial patterns in estuaries: estuarine macrobenthic communities in the Schelde estuary, NW Europe. Estuarine, Coastal and Shelf Science 57, 2003.

Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf

Von MARKUS WITTING und HANZ DIETER NIEMEYER

Zusammenfassung

Wellenauf- und -überlauf an Küstenschutzwerken sind entscheidend für deren Bemessung und Sicherheit. Bislang wurden die Auflaufhöhen und Überströmungsraten mit empirischen Formeln ermittelt, bei deren Entwicklung jedoch nur schematisierte Bauwerksgeometrien und eine enge Bandbreite von Erscheinungsformen des Seegangs berücksichtigt wurde. Eine Überwindung dieser Einschränkungen und eine Verbesserung der Ergebnislage versprechen numerisch-mathematische Modelle mit hydrodynamischen Ansätzen, welche den Auf- und Überlaufschwall an Küstenschutzwerken brechenden Seegangs hinreichend naturähnlich reproduzieren können. Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Möglichkeiten der mathematischen Modellierung von Wellenauf- und -überlauf mit Schwerpunkt auf die ingenieurmäßige Anwendung von Flachwasserwellenmodellen, die sich unter den vielfältigen wissenschaftlichen Modellansätzen als robustes und recheneffizientes Werkzeug herauskristallisiert haben. Empirische Studien zeigen, dass diese Modelle selbst über die theoretische Flachwassergrenze hinaus und für beinahe senkrechte Böschungen angewandt werden können. Die Auswertung von über 100 Vergleichsuntersuchungen weist nach, dass mit Flachwassermodellen bessere Ergebnisse bezüglich der mittleren Überlaufquote erzielt werden als mit herkömmlichen Überlaufformeln. Die verwendeten Modelle können mit Seegangsspektren als Modellrandwerte betrieben werden; physikalische und numerische Modellfehler werden wesentlich reduziert, wenn das Modellgebiet auf den bauwerksnahen Teil der Brandungszone beschränkt bleibt.

Summary

Wave run-up and overtopping are decisive factors for the design and stability of coastal structures. At present run-up heights and overtopping rates are calculated using empirical formulas, which are limited to simplified structure configurations and sea states. Numerical models based on hydrodynamic equations are able to simulate run-up and overtopping phenomena with lesser restrictions and even more accurately than empirical formulas. This contribution gives an overview of potential model approaches, focussing on the practical application of shallow water models as efficient tools for run-up and overtopping calculations. Empirical studies reveal that they can be applied successfully beyond the theoretical shallow water limits and even on almost vertical slopes. Evaluation of more than 100 model comparisons show, that shallow water models predict mean overtopping discharges better than empirical formulas. The applied models can be driven by wave spectra as boundary conditions. Physical and numerical model errors are remarkably reduced when the model area is limited to the vicinity of the coastal structure.

Inhalt

1. Einleitung	94
1.1 Ziele der Arbeit	96
2. Modelle zur Berechnung von Wellenauf- und -überlauf	97
2.1 Modelle auf Basis der Flachwassergleichungen	97
2.2 BOUSSINESQ-Modelle	99
2.3 Modelle mit vollständiger Navier-Stokes-Gleichung	100
2.3.1 RANS-Modelle	100

2.3.2 VOF-Modelltechnik	101
2.3.3 SPH-Modelle	101
3. Beschreibung der verwendeten Modelle	101
3.1 ODIFLOCS	101
3.2 OTT	102
3.3 Numerische Methoden	102
3.4 Modellbetrieb	103
4. Modellergebnisse	103
4.1 Versuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts	103
4.1.1 Versuchsanordnung	104
4.1.2 Versuchsprogramm	104
4.1.3 Modellbildung	104
4.1.4 Ergebnisse – Vergleich der mittleren Überlaufweiten	105
4.2 Versuche im Großen Wellenkanal	106
4.2.1 Versuchsanordnung	106
4.2.2 Versuchsprogramm	108
4.2.3 Modellbildung	108
4.2.4 Modellergebnisse – exemplarischer Vergleich der Wellenauflaufhöhe	109
4.2.5 Modellergebnisse – Vergleich der mittleren Überlaufweiten	110
5. Modellbetrieb	112
5.1 Zur Art und Lage der seeseitigen Randbedingung	112
5.2 Definition des Rauigkeitsbeiwertes	115
5.3 Numerische Einstellungen	116
5.4 Empfehlungen zur Anwendung von Flachwassermodellen	117
6. Diskussion und Zusammenfassung der Modellergebnisse	118
7. Ausblick und zukünftige Forschung	119
8. Danksagung	119
9. Schriftenverzeichnis	120

1. Einleitung

Bei der Bemessung von Küstenschutzwerken ist die Höhe des Wellenaufbaus mit dem Bemessungswasserstand die wichtigste Bemessungsgröße. Bemessungswellenaufbauhöhen stellen einen wesentlichen Anteil an den Bestickhöhen von Seedeichen dar. Die Menge der auf- und überströmenden Wassermengen ist für See- und Ästuardeiche von besonderem Interesse, da die Infiltration durch überströmendes Wasser unmittelbar Deichstabilität und Sicherheit mitbestimmt (WEIßMANN, 2003). Ebenso kann der Wellenüberlauf von Deichen auf den Binnenböschungen durch Erosion deren Stabilität und damit die Funktionsfähigkeit des Deiches selbst beeinträchtigen oder sogar vollständig aufheben. Bei Deckwerken und Sturmflutschutzwänden muss die Überlaufmenge so begrenzt werden, dass sie schadlos – ohne die Standsicherheit des Bauwerks zu gefährden – abgeführt werden kann. Der Entwurf von Küstenschutzbauwerken zielt daher darauf ab, eine für die Funktionsfähigkeit des Bauwerks unschädliche bzw. ungefährliche Grenzüberlaufweite optimal zu ermitteln, um eine gleichzeitig wirtschaftliche Dimensionierung zu erreichen.

Herkömmliche Formeln zur Berechnung des Wellenauf- und -überlaufs basieren auf physikalischen Modellversuchen oder auf Messungen in der Natur; sie sind meist Anpassungsfunktionen der entsprechenden Messergebnisse. Eine Bemessungsformel ist daher nur für eine definierte Geometrie und Oberflächenbeschaffenheit von Küstenschutzbauwerken und für eine bestimmte Spannbreite von Seegangszuständen gültig. Eine Extrapolation über die jeweiligen Grenzen einer Formel hinaus ist nur sehr bedingt oder gar nicht möglich. Obwohl weltweit vielfältige Untersuchungen zum Wellenüberlauf stattgefunden haben, ist nur ein geringer Teil der unendlichen Kombinationsmöglichkeiten aus Bauwerksgeometrien

und -beschaffenheiten sowie unterschiedlichen Erscheinungsformen des Seegangs untersucht worden. Daher ist es für alle damit nicht abgedeckten Fälle unumgänglich, weitere physikalische Modelluntersuchungen in Wellenkanälen oder -becken auszuführen, um belastbare Ergebnisse für den Bemessungswellenauf- und -überlauf zu erhalten. Allerdings können physikalische Modelluntersuchungen mit unterschiedlichen – nicht immer offensichtlichen – Fehlerquellen behaftet sein, die eine unveränderte Umsetzung der Ergebnisse in die Bemessung oft nicht erlauben:

- Messunsicherheiten: Bei der Messung und Analyse von Seegangszuständen im Wellenkanal treten bezüglich Wellenhöhe und -periode Fehler in der Größenordnung von bis zu 5 % auf (KORTENHAUS et al., 2004). In der Messung der Überlaufrate durch Gewichtsmessung treten Variationen von 12 % auf, wenn derselbe Versuch mehrfach wiederholt wird.
- Maßstabeffekte bei kleinmaßstäblichen Modellversuchen: Der Einfluss der Oberflächenspannung und der kinematischen Viskosität auf Wellenauf- und -überlauf verstärkt sich, je kleiner die Strömungsgeschwindigkeiten sind. Im Falle kleiner Überlauraten und geringmächtiger Schichtdicken bildet sich im Modell keine turbulente Grenzschicht aus (SCHÜTTRUMPF, 2001), was die hydraulische Rauheit im Auflaufbereich verstärkt und so zu geringeren Auflaufhöhen führt (SCHULZ, 1992).
- Modelleffekte (Laboreffekte): Im Wellenkanal oder -becken können unerwünschte Schwingungen durch fehlende Absorptionsmechanismen entstehen (OUMERACI, 1999).

Um Fehler aus kleinmaßstäblichen physikalischen Versuchen zu bereinigen und damit eine Umsetzung der Ergebnisse auf reale Bauwerke zu ermöglichen sind lange Untersuchungsreihen notwendig. Für den Fall von geneigten, geschütteten Wellenbrecher ist dazu ein mehrstufiges Verfahren erarbeitet worden (DE ROUCK et al., 2005).

Unumgänglich sind physikalische oder numerische Modelluntersuchungen an geometrisch gegliederten Küstenschutzbauwerken, da eine Anwendung empirischer Formeln hier nur selten hinreichend genau ist. Gerade für Vorentwurfsstudien und Variantenuntersuchungen sind physikalische Modelluntersuchungen jedoch oft zu zeit- und kostenintensiv. Mit numerischen Modellen können hingegen unterschiedliche Entwurfsvarianten ohne großen Aufwand verglichen werden. Dank der definierten, immer gleichen Randbedingungen eines Computermodells kann der Entwurf hinsichtlich beliebiger Parameter wie beispielsweise der mittleren Überlaufrate optimiert werden.

Dank dem Fortschritt in der Seegangsmodellierung mit vollspektralen Küstengebietsmodellen wie SWAN (RIS et al., 1995; BOOIJ et al., 1999) ist es mittlerweile Stand der Technik, den Bemessungsseegang vor Küstenabschnitten detailliert in seiner spektralen Ausprägung zu berechnen. Bei Anwendung von empirischen Bemessungsformeln wird diese spektrale Seegangsinformation nicht genutzt, da meist nur die Eingabe von integrierten Seegangsparametern wie die dominante Periode und die signifikante Wellenhöhe in die Formeln eingehen. In jüngster Zeit sind Formeln entwickelt worden, die zumindest einen Anhaltspunkt liefern, wie mit komplexen Seegangsspektren mit Mehrfachspitzen, die oft an der deutschen Nordseeküste anzutreffen sind, umgegangen werden kann. VAN GENT (1999) schlägt dafür beispielsweise die Energieperiode $T_{m-1,0}$ vor.

Die maßgebende Größe für die Gefährdung der Binnenböschung von Seedeichen durch Infiltration ist die Mächtigkeit der mittleren Wasserüberdeckung auf der Deichkrone (WEIßMANN, 2003). Zur Ermittlung dieses Parameters sind derzeit keine empirischen Formeln verfügbar, daher sind physikalische oder numerische Modelluntersuchungen zur Erreichung dieses Ziels unumgänglich; auch dabei fällt ein Vorteil numerischer Modelle ins Ge-

wicht: Die Schichtdicken auf der Deichkrone können unmittelbar auf der Grundlage eines Modelllaufs analysiert werden.

Eine Modellierung des Wellenaufbaus mit hydrodynamischen Modellen hat demnach grundsätzlich folgende methodische Vorteile:

- mögliche Nutzung der verfügbaren spektralen Seegangsinformation aus Messungen oder Seegangsmodellen,
- keine Einschränkungen bezüglich der Bauwerksgeometrie und Seegangszuständen,
- unaufwendige Untersuchungen von Entwurfsvarianten,
- einfache Ermittlung zusätzlicher bemessungsrelevanter Parameter wie Schichtdicken oder Auflaufgeschwindigkeiten.

1.1 Ziele der Arbeit

Hauptziel des KFKI-Forschungsvorhabens „Optimierung von Deichprofilen – Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf“ war die Validierung von eindimensionalen numerischen Modellen auf Basis der Flachwassergleichungen anhand von Deichen mit einheitlicher Neigung der Außenböschung. Hierfür sind Daten der physikalischen Modellversuche im Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover und dem Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig verwendet worden. Die Validierung fokussiert sich dabei auf mittlere Überlauraten. Im Sinne der Überprüfung der Naturähnlichkeit der Modelle sind jedoch auch individuelle Auflaufereignisse verglichen worden.

Das Projekt geht hinsichtlich folgender Fragestellungen über das im Jahre 2001 beendete EU-MAST3-Projekt OPTICREST (OPTimisation of CREST level design of sloping coastal structures through prototype monitoring and modelling) hinaus:

- Es konnte ein unabhängiger Modellvergleich zwei eindimensionaler, numerischer Modellen für Wellenauf- und -überlauf vorgenommen werden.
- Es konnten zum ersten Mal Messdaten aus großskaligen Versuchen des GWK zur Validierung eines numerischen Wellenauf- und -überlaufmodells herangezogen werden.
- Validierungsuntersuchungen mit einem 2D-Modell sind ausgeführt worden.
- Relevante Fragestellungen für die Anwendung der Modelle in der Bemessungspraxis, wie beispielsweise die Lage und Art der offenen Randbedingung sind in die Untersuchungen einbezogen worden.

Die beiden eindimensionalen Modelle OTT-1D (DODD, 1998) und ODIFLOCS (VAN GENT, 1995) wurden im Projekt untersucht. Es zeigte sich, dass das Modell ODIFLOCS einer Kalibrierung im Sinne einer Sensitivitätsuntersuchung von Modellparametern unterzogen werden musste, die in der ersten Projektphase vorgenommen wurde (NIEMEYER et al., 2002).

In der zweiten Projektphase konnte dann aus parallel durchgeführten Simulationen ein Vergleich der beiden Modelle bezüglich der Qualität der Ergebnisse und des Leistungsverhaltens gezogen werden (WITTING et al., 2005). Räumliche Untersuchungen sind zudem mit dem 2-dimensionalen Modell OTT-2D durchgeführt worden (NIEMEYER et al., 2004), dessen Ergebnisse werden hier nicht erörtert.

In der Bemessungspraxis liegen meist spektrale Seegangsinformationen vor, die als Randwerte in die Modelle eingespeist werden können. Simulationen von VAN GENT und DOORN (2001) legen nahe, dass diese nur eingeschränkt für Flachwasserwellenmodelle tauglich sind. In diesem Beitrag werden diese Aussagen relativiert und präzisiert. Weiterhin sind

bezüglich der Lage des offenen, seeseitigen Randes Sensitivitätsanalysen ausgeführt worden.

Empirische Berechnungsformeln für die mittlere Überlaufrate sind im Sinne eines Qualitätsabgleiches mit den Modellergebnissen der GWK-Versuche verglichen worden.

2. Modelle zur Berechnung von Wellenauf- und -überlauf

Mathematisch-physikalische Beschreibungen von Seegang sind in unterschiedlicher Komplexität möglich. Je detaillierter die beschreibenden physikalischen Gleichungen sind, desto universeller ist die Bandbreite der Anwendungsmöglichkeiten. Die komplexeste Stufe stellen dabei die dreidimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen dar, gefolgt von den über die Wassertiefe integrierten Gleichungen, den Flachwasser- und Boussinesq-Gleichungen. Letztgenannte werden unter vereinfachenden Annahmen aus der Navier-Stokes-Gleichung abgeleitet. Mit Hilfe einer räumlichen und zeitlichen Diskretisierung setzt ein numerisches Schema die entsprechenden Gleichungen in das eigentliche mathematisch-numerische Modell um. Die Art der Diskretisierung und des Schemas sind einerseits von großer Bedeutung für das Modellverhalten und die Möglichkeiten des Modells. Andererseits wächst damit aber auch die Größe des numerischen Fehlerpotentials, der numerischen Dispersion, die aus der diskreten Behandlung der physikalischen Gleichungen herrührt.

Rechenzeitbedarf und Handhabung im Sinne von der Anzahl der einzugebenden Parameter und der Stabilität des Rechenprozesses sind Kriterien für die ingenieurmäßige Anwendungseignung von numerischen Modellen. Da jedes Modell allein bedingt durch die Diskretisierung und die notwendige Parametrisierung von Phänomenen wie Sohlreibung und Turbulenz fehlerbehaftet ist, tritt in der praktischen Modellanwendung die Forderung nach einer „exakten“ deterministischen Beschreibung der Phänomene zu Gunsten einer Orientierung an der erforderlichen und erreichbaren Genauigkeit der Modellergebnisse in den Hintergrund. Es muss auch deutlich gemacht werden, dass neben numerischen Fehlern auch die rein physikalische Beschreibung eines Modells fehlerbehaftet sein kann oder relevante Phänomene außer Acht gelassen werden; so ist in diesem Zusammenhang zu bemerken, dass kein in diesem Beitrag genanntes Modell den Einfluss von auflandigem Wind berücksichtigt, der in Abhängigkeit der Böschungsneigung und der Sohlrauigkeit zu höheren Wellenaufläufen führen kann (WARD et al., 1998). Dasselbe gilt allerdings auch für Bemessungsformeln und für den Großteil der physikalischen Modellversuche, bei denen dessen Einfluss ebenfalls nicht berücksichtigt wird. Für die Bemessungspraxis gilt es daher – unabhängig vom verwendeten Modelltyp – die Belastbarkeit der Modellergebnisse trotz grundsätzlicher Defizite der Modellierung zu gewährleisten. Dazu muss der Modellanwender klare Vorstellungen über den Betrieb und die Grenzen des jeweils verwendeten Modells entwickeln.

2.1 Modelle auf Basis der Flachwassergleichungen

Die Flachwassergleichungen sind über die Wassertiefe integrierte Gleichungen für den Impuls- und Massenerhalt. Sie berechnen lokal die horizontalen Strömungsgeschwindigkeiten und den Wasserstand. Ursprünglich wurden die Flachwassergleichungen für Freispiegelabflüsse in Gerinnen entwickelt, klassische numerische Anwendungen finden sich überall dort, wo es sich um großräumige Strömungen mit vorwiegend horizontalen Komponenten

handelt. Üblicherweise enthalten die Flachwassergleichungen einen Reibungsterm für die Sohlreibung, bei einigen Anwendungen muss entsprechend ein Windreibungsterm an der Wasseroberfläche vorgesehen werden. Vertikale Geschwindigkeitskomponenten werden vernachlässigt. Es wird bei Anwendung der Flachwassergleichungen davon ausgegangen, dass diese im Vergleich zu den horizontalen Strömungskomponenten klein sind. Die Druckverteilung wird als hydrostatisch angenommen. Seegang und andere Wellen können Flachwassergleichungen theoretisch nur für Flachwasserbedingungen mit einer relativen Wassertiefe $h/L < 0,05$ darstellen, daher wird zur Berechnung von Wellenauf- und -überlauf die Anwendung für brechende oder kurz vor dem Brechen befindliche Wellen empfohlen (HUBBARD und DODD, 2000). Eine physikalisch fundierte Darlegung der Anwendungsgrenzen von Flachwassergleichungen wird von PEREGRINE (1972), DEAN und DALRYMPLE (1991) sowie von MEI (1990) angeboten.

Ein wesentlicher Aspekt der Flachwassergleichungen ist der, dass Wellenbrechen über die Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Flachwasserwellen implizit modelliert wird. So pflanzt sich der Wellenberg aufgrund der größeren Wassertiefe schneller fort als das Wellental, was zur Ausbildung einer beinahe vertikalen Front führt, die als Bore angesehen wird und die brechende Welle darstellt.

Die Anwendung der Flachwassergleichungen auf Seegang in der Brandungszone widerspricht augenscheinlich der Annahme von rein horizontalen Strömungen. So existieren in brechenden Wellen und der Brandungszone auch vertikale Strömungskomponenten und Rückströmungen, die von tiefenintegrierten Gleichungen nicht wiedergegeben werden können. Aufgrund der fehlenden Frequenzdispersion der Flachwassergleichungen gilt dies ebenso für die Modellierung von nichtlinearen Wellen im Übergangsbereich. Insgesamt lässt sich feststellen, dass Modelle auf Basis der Flachwassergleichungen für viele küstennahe Seegangsphänomene nur eine physikalisch eingeschränkte Beschreibung liefern.

Das Auf- und Zurücklaufen der Wellen in der Wellenauflaufzone jenseits des Wellenbrechpunktes kann jedoch als ein vornehmlich horizontaler Strömungsprozess behandelt werden, was selbst auf sehr steilen, nahezu senkrechten Böschungen gilt (RICHARDSON et al., 2001). Die horizontale Impuls- und Massenerhaltung sind daher vom physikalischen Standpunkt gesehen hinreichend, um Wellenauf- und -überlauf naturähnlich zu modellieren, was von verschiedenen vergleichende Untersuchungen empirisch bestätigt haben (VAN GENT et al., 2001; HUBBARD and DODD, 2002; WITTING et al., 2005). Auch die grundsätzliche physikalische Begrenzung auf eine relative Wassertiefe entsprechend der Flachwasserbedingung und die Forderung nach einer ebenen Sohle sind in empirischen Anwendungen widerlegt worden. So lässt sich die theoretische Flachwassergrenze von $h/L = 0,05$ in praktischen Anwendungen auf $h/L = 0,17$ erweitern (RICHARDSON et al., 2001). Gleiches gilt für die zulässige Böschungneigung; Wellenauflauf kann sogar an beinahe vertikale Böschungen (10:1) naturähnlich modelliert werden (RICHARDSON et al., 2001).

Trotzdem sollten die genannten grundsätzlichen physikalischen Anwendungsgrenzen nicht völlig außer Acht gelassen werden. In der Praxis geschieht dies, indem man die seeseitige Modellgrenze möglichst nahe an das zu untersuchende Bauwerk legt und sich so stärker der Flachwasserbedingung nähert.

Ein entscheidender Vorteil von Modellen auf Basis der Flachwassergleichungen ist der geringe Rechenzeitbedarf. Flachwassergleichungen mit ihren stabilen, schnell zu lösenden numerischen Schemata können eine praktische 1-dimensionale Aufgabenstellung auf einem modernen Arbeitsplatzrechner weitaus schneller als in Echtzeit lösen. Physikalische Modelluntersuchungen legen nahe, dass zur statistisch gesicherten Abbildung eines Seegangzustandes mit dessen Extremwerten mindestens 1000 Wellen modelliert werden müssen. Dies

ist mit Flachwassermodellen problemlos mit im Vergleich zu anderen Modellgattungen geringem Zeitaufwand möglich.

2.2 BOUSSINESQ - Modelle

Die Boussinesq-Gleichungen sind ebenfalls tiefenintegrierte hydrodynamische Erhaltungsgleichungen für Masse und Impuls, die jedoch im Gegensatz zu den Flachwassergleichungen eine hydrodynamische Druckapproximation der vertikalen Strömungskomponenten enthalten. Diese ermöglicht es, die nichtlinearen Auslenkungen und die dispersiven Eigenschaften von Wellen bis in den Übergangsbereich $0,05 < h/L < 0,5$ hinein zu modellieren.

Zeitreihen von Wasserspiegelauslenkungen eines Flachwasserwellenmodells und eines Boussinesq-Wellenmodells nach einer Lauflänge von 25 m werden hier Messungen aus dem Großen Wellenkanal (Wassertiefe $h = 5$ m, $H_{m0} = 0,60$ m und $T_p = 5,29$ s) exemplarisch gegenübergestellt (Abb. 1). Deutlich fallen die erheblichen Abweichungen bezüglich der Phasenlagen und Intensitäten der Auslenkungen des Flachwassermodells (FLACHW) auf. Im Gegensatz dazu liefert das Boussinesq-Modell (BOUSS) (WITTING et al., 1998) naturähnliche Ergebnisse.

Die auf der Lauflänge von 25 m auftretenden physikalischen Wechselwirkungen von Wellenbestandteilen können vom Flachwassermodell – wie bereits grundsätzlich erläutert – nicht wiedergegeben werden. Boussinesq-Modelle sind hingegen dazu auf Grund der modellinhärenten Frequenzdispersion in der Lage; diese Eigenschaft prädestiniert sie insbesondere für die Modellierung von kleinräumigen küstennahen Seegangs- und Strömungsfeldern. Das Brechen der Wellen wird in Boussinesq-Modellen nicht wie bei Flachwassermodellen impli-

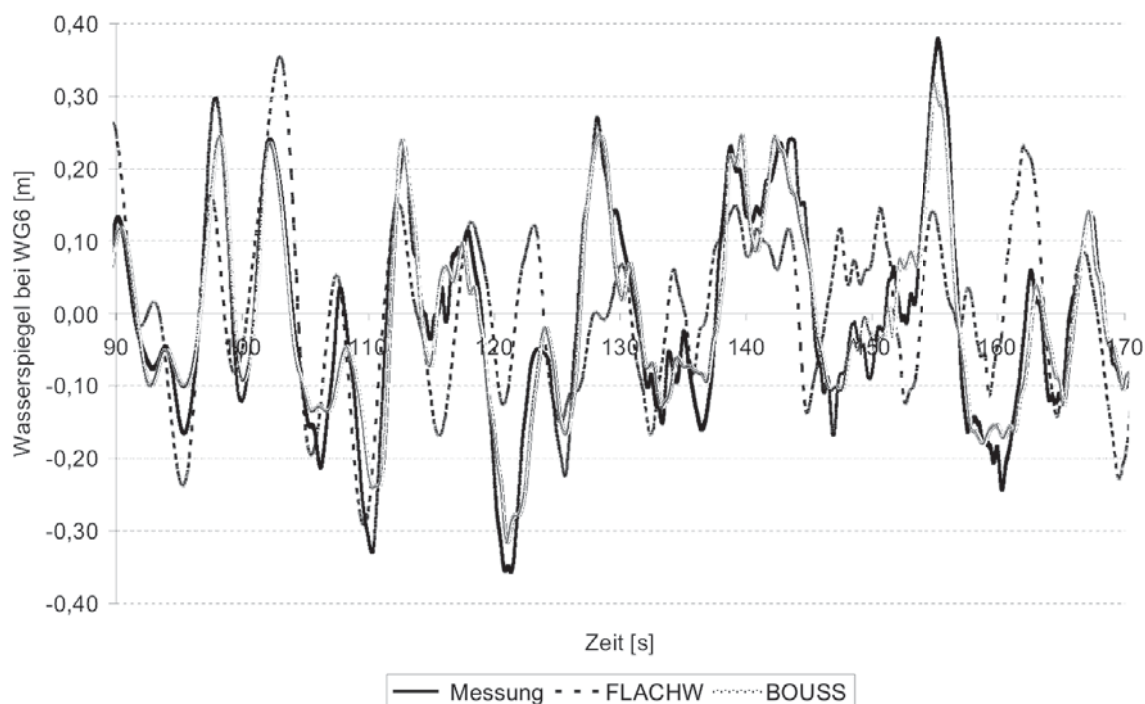


Abb. 1: Beispiel von gemessenen und berechneten Wasserspiegelauslenkungen eines Flachwasser- (FLACHW) und eines Boussinesq-Modells (BOUSS)

zit unter Ausprägung einer Bore simuliert, sondern muss mit zusätzlichen Verfahren wie beispielsweise einer zusätzlichen Wirbelviskosität (SCHRÖTER, 1995; STRYBNY, 2000) oder einem Oberflächen-Roller-Ansatz (SCHÄFFER et al., 1992) implementiert werden. Der Versuch, die hydrodynamische Druckapproximation nach Erreichen des Brechpunktes der Wellen nicht mehr zu berücksichtigen, ist ein weiterer Ansatz dem Problem des Wellenbrechens in Boussinesq-Modellen zu begegnen (WESTON et al., 2005). Modellierungen des Wellenaufbaus zeigten recht naturähnliche Ergebnisse bezüglich der mittleren Überlaufrate (STRYBNY, 2004). Die Rechenzeiten von Boussinesq-Modellen erhöhen sich infolge der zusätzlichen Gleichungsterme im eindimensionalen Fall allerdings um etwa eine Größenordnung gegenüber Modellen auf Basis der Flachwassergleichungen.

2.3 Modelle mit vollständiger Navier-Stokes-Gleichung

Die Navier-Stokes-Gleichungen erlauben die detaillierteste Beschreibung der hydrodynamischen Phänomene im Bereich des Wellenbrechens. Sie besitzen neben der horizontalen noch eine vertikal-räumliche Auflösung über die Wassertiefe und sind deshalb in der Lage das vollständige Strömungsfeld unter Wellen zu erfassen. Turbulenzen im Strömungsfeld können hierbei auf verschiedene Weise praktikabel einer Berechnung zugeführt werden. Neben der Large-Eddy-Simulation (LES) haben sich hier vor allem die Reynolds-Gleichungen durchgesetzt, die jedoch ein Turbulenzmodell wie beispielsweise das weit verbreitete $k-\epsilon$ -Modell zur Berechnung der turbulenten Strömungsanteile benötigen.

Die Universalität der Modelle auf Basis der Navier-Stokes-Gleichungen geht auf Kosten der Rechenzeit, im Vergleich zu Flachwassergleichungen kann eine Simulation das 1000-fache an Rechenzeit benötigen. Die Modelle werden daher zur Zeit im wissenschaftlichen Umfeld vor allem dazu verwendet, Bemessungsformeln für spezielle Situationen, wie beispielsweise niedrige Freibordhöhen (SOLIMAN, 2003) zu generieren, die dann bei ingenieurmäßigen Bemessungen genutzt werden. Vom Modellanwender verlangen die Modelle ein vertieftes Verständnis der Turbulenzmodellierung; auch die Definition von Rand- und Anfangswerten für eine Simulation verlangt erheblich mehr Aufwand als für Modelle, die tiefengemittelte Strömungen reproduzieren.

2.3.1 RANS-Modelle

RANS-Modelle (Reynolds-Averaged-Navier-Stokes) verwenden die Reynolds-Gleichungen und ein Turbulenzmodell, wobei die Gleichungen meist mit Finite-Differenzen-Verfahren gelöst werden. SOLIMAN (2003) erzielt damit recht gute Ergebnisse bei der Berechnung von mittleren Überlaufraten an einer gleichmäßig geneigten Böschung. Die zum Vergleich herangezogenen physikalischen Modelluntersuchungen wurden in einem kleinskaligen Wellenkanal mit regulären Wellen durchgeführt (SAVILLE, 1955). Die ebenfalls angewandten Flachwassermodellen (HU et al., 2000) wiesen bei diesem Vergleich einen um 12 % größeren Fehler auf als das RANS-Modell.

2.3.2 V O F - M o d e l l t e c h n i k

VOF-Modelle (Volume-Of-Fluid) verwenden auch die Reynolds-Gleichungen in Zusammenspiel mit einer speziellen numerischen Technik, die sich nicht mehr an der freien Wasseroberfläche als Modellgebietsberandung orientieren muss. VOF-Modelle besitzen in beiden Raumdimensionen eine sehr feine Auflösung an Rechenzellen mit der Eigenschaft, auch teilgefüllte Zellen und damit Wasser-Luft-Gemische zu berechnen. Vorteilhaft ist diese Eigenschaft zur Berechnung von hochkomplexen Oberflächen des Wasserspiegels, wie sie beispielsweise bei Sturzbrechern auftreten. Auch sind die Details einer wieder auf die Wasseroberfläche auftreffenden Wasserzunge mit der VOF-Technik modellierbar, wofür eine sehr feine räumliche Auflösung im Zentimeterbereich erforderlich ist. Diese Auflösungen können leicht zu einer um den Faktor 1000 erhöhten Anzahl von Rechenknoten im Vergleich zu Boussinesq- oder Flachwassersmodellen führen. Einige dieser nur im wissenschaftlichen Umfeld verwendeten Modelle wurden im Projekt OPTICREST (DE ROUCK et al., 2002) bezüglich Wellenauf- und -überlauf untersucht. Die Qualität der Ergebnisse dieser Modelle für Wellenauf- und überlauf war jedoch deutlich geringer als die von Flachwassersmodellen (ROUCK et al., 2002). Diese Erkenntnis gibt zusammen mit der Komplexität in der Anwendung und dem Rechenzeitbedarf keinerlei Anlass VOF-Modelle in naher Zukunft für eine ingenieurmäßige Berechnung von Wellenauf- und -überlauf einzusetzen.

2.3.3 S P H - M o d e l l e

SPH-Modelle (Smoothed Particle Hydrodynamics) lösen die Navier-Stokes-Gleichungen unter Verwendung von Strömungsteilchen, die sich mit der Strömung mitbewegen (Lagrangesche Sichtweise). Daher ist kein Rechengitter erforderlich, ein Modellfehler infolge numerischer Dispersion tritt bei SPH-Modellen nicht auf. Ein weiterer Vorteil dieser Modellgattung ist die Darstellung der freien Wasseroberfläche durch Wasserteilchen, die somit jede beliebige Form annehmen kann, insbesondere auch dort, wo sich Wasserteilchen vom Wasserkörper ablösen, wie z.B. nach dem Auftreffen der Brecherzunge auf dem Wasserkörper. SPH-Modelle geben je nach Partikelgröße einen äußerst detaillierten Einblick in die Strömungsstrukturen von brechenden Wellen; nachteilig ist – ebenso wie bei den VOF-Modellen – der äußerst hohe Rechenzeitbedarf. SPH-Modelle erzielen bei der Berechnung der mittleren Überlafrate bislang geringfügig schlechtere Ergebnisse im Vergleich zu RANS-Modellen (SHAO et al., 2006).

3. B e s c h r e i b u n g d e r v e r w e n d e t e n M o d e l l e

3.1 O D I F L O C S

ODIFLOCS (One-Dimensional- Flow On and in Coastal Structures) (VAN GENT, 1995) ist ein Modell auf Basis der Flachwassergleichungen, welches zusätzlich auch die Strömung in durchlässigen Medien simulieren kann, beispielsweise die Interaktion der Auflaufzunge an geschütteten Wellenbrechern mit dem ein- und aussickernden Porenwasser. Innerhalb dieses Projektes sind allerdings nur Wellenauf- und -überlauf an undurchlässigen Deichböschungen modelliert worden.

Als Randbedingungen sind gemessene Auslenkungen, reguläre Wellen und die Vorgabe

eines TMA-Spektrums möglich, dabei werden die einzelnen lineare Wellenphasen des Spektrums zufallsgesteuert am offenen Rand vorgegeben. Der Rauigkeitsbeiwert f_w kann abschnittsweise differenziert vorgegeben werden.

3.2 O T T

Das Modell OTT-1D (DODD, 1998; HUBBARD und DODD, 2000) ist Teil der Modellgruppe ANEMONE (Advanced Non-linear Engineering Models for Nearshore Environment) von HR Wallingford. Es ist in der Lage die vollständige Überströmung eines Bauwerkes mit der durch das überströmende Wasser in Lee stattfindenden Wellengeneration zu simulieren. Dies liegt im Wesentlichen an der Fähigkeit, mehrere voneinander getrennte Wasserkörper (Auflaufzunge, überströmendes Wasser, eventueller Wasserkörper in Lee) rechen-technisch zu behandeln. Durchlässige Medien, wie z.B. geschüttete Wellenbrecher, kann die Modellvariante OTTP-1D simulieren. Im Rahmen des Forschungsprojektes „Optimierung von Deichprofilen“ wurde ebenfalls das horizontal-zweidimensionale Modell OTT-2D eingesetzt (NIEMEYER et al., 2004), welches nicht nur einen Wellenkanal (1D) sondern auch ein flächenhaftes Wellenbecken nachbilden kann. Ergebnisse von OTT-2D sind nicht in diesem Bericht enthalten.

Randbedingungen können reguläre und irreguläre Wellen sein, eine Vorgabe von standardisierten oder auch selbst definierten Spektren ist möglich. Der Rauigkeitsbeiwert kann nur konstant über das gesamte Modellgebiet vorgegeben werden.

3.3 N u m e r i s c h e M e t h o d e n

Die Flachwassergleichungen werden in den im Vorhaben verwendeten Modellen ODIFLOCS, OTT-1D und OTT-2D über die Finite-Volumen-Methode gelöst. Die Modelle unterscheiden sich jedoch bezüglich der numerischen Schemata. Während in den OTT-Modellen ein neueres Godunov-artiges Schema verwendet wird, ist in ODIFLOCS ein Lax-Wendroff Schema implementiert. Das Godunov-artige Schema von OTT besitzt methodisch den Vorteil, dass die bewegte Wasserlinie, also der zeitlich variable Rand des Wasserkörpers, numerisch in derselben Weise behandelt werden kann wie der übrige Wasserkörper. Im Lax-Wendroff-Schema muss die momentane Lage der Wasserlinie erfasst und die Volumina der benetzten Gitterzellen gespeichert werden, was rechentechnisch aufwendiger ist. Weithin kann bei Verwendung eines Godunov-artigen Schemas auf eine zusätzliche Glättung – zur Vermeidung von numerischen Oszillationen – in der Nähe der steilen Wasserstandsgradienten der sich fortpflanzende Bore verzichtet werden. Die OTT-Modelle sind somit vom numerischen Schema her besser an die Erfordernisse der Wellenauf- und -überlaufberechnung angepasst.

In den beiden expliziten Schemata wird der erlaubt maximale Rechenzeitschritt Δt über das Courant-Friedrichs-Levy-Kriterium (CFL-Kriterium) bestimmt, um die Lösung stabil zu halten. Für weitere Details zu den numerischen Schemata bzw. zu deren Auswirkungen wird an dieser Stelle auf die Literatur der jeweiligen Modellentwickler verwiesen. Für OTT ist dies DODD (1998) und HUBBARD und DODD (2000), für ODIFLOCS VAN GENT (1995).

3.4 Modellbetrieb

Die numerischen Modelle benötigen als Eingabe prinzipiell alle Daten, die sich aus der Natur oder den Laborversuchen ableiten lassen. Dies gilt vor allem für die geometrischen Abmessungen der physikalischen Versuchsanordnung oder der des zu untersuchenden Bauwerkes. Strebt man einen Vergleich von gemessenen zu simulierten Größen an, ist auch die exakte Lage der Messstellen zu beschreiben. Die Generation von Wellen erfolgt am seeseitigen Modellrand, wo die Randbedingung in Form von Wasserspiegelauslenkungen vorgegeben wird. Auslenkungen können direkt von Messwerten stammen oder aber aus Wellentheorien bzw. Spektren abgeleitet werden. Bei Verwendung von Seegangsspektren wird aus der Energiedichte einer Frequenz die Wellenhöhe einer linearen Welle ermittelt. Da die Phaseninformation in Seegangsspektren üblicherweise nicht behalten wird, müssen die linearen Wellen per Zufallsgenerator aneinandergereiht werden. Darüber hinaus müssen auch die Eigenschaften der Modellränder beschrieben werden, hier unterscheidet man grundsätzlich zwischen absorbierenden und reflektierenden Randbedingungen.

Im Gegensatz zu Laborversuchen müssen bestimmte Parameter explizit festgelegt werden: Rauigkeitsbeiwert f_w ; die minimale Wassertiefe $d_{\min}$, die das Modell berechnen soll, und die Wassertiefe d_{Rand} , die als messbare Wellenauffront angesehen werden soll. Da das numerische Modell Raum und Zeit in diskrete Kontinua bzw. Schritte zerlegt, muss deren Größe, also die Güte der Auflösung in Raum (räumlicher Diskretisierungsschritt Δx) und in der Zeit (Rechenzeitschritt Δt) definiert werden. Dabei sollten die Auflösungen so gewählt werden, dass alle relevanten Phänomene vom Modell dargestellt werden können.

Beide Modelle können problemlos auf modernen Arbeitsplatzrechnern betrieben werden. Die Rechenzeiten hängen von der Anzahl der Rechenknoten ab, sie sind aber für den eindimensionalen Fall kürzer als Echtzeiten. Dies bedeutet, dass Rechenzeit als relevante Begrenzung für den Umfang von Varianten- und Sensitivitätsuntersuchungen unbedeutend ist. Das zweidimensionale Modell OTT-2D benötigt naturgemäß ein Vielfaches der Rechenzeit, die von der räumlich-horizontalen Ausdehnung des Modellgebietes stark abhängig ist.

4. Modellergebnisse

Messdaten der eindimensionalen hydraulischen Modellversuche zum Wellenüberlauf aus dem Wellenkanal des Leichtweiß-Institutes (LWK) (SCHÜTTRUMPFT, 2001) und des großen Wellenkanals in Hannover (GWK) (OUMERACI et al., 2001) (KFKI-Forschungsvorhaben Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen –003KIS009) sind als Grundlage für Modellkalibrierung und Modellvalidierung genutzt worden. Die Dimensionen des GWK erlauben es, Versuche annähernd im Naturmaßstab durchzuführen. Die 1D-Modellvalidierung dieser Arbeit ist – soweit hier bekannt – weltweit die erste, die Daten aus Versuchen dieser Größenskala verwendet.

4.1 Versuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts

Die am Leichtweiß-Institut in der ersten Phase des erwähnten KFKI-Projektes vorgenommenen Untersuchungen sind kleinmaßstäblich, die gemessenen mittleren Überlaufsraten liegen ungefähr bei $0 < Q < 2,6 \text{ l/(sm)}$.

4.1.1 Versuchsanordnung

Der kleine Wellenkanal am LWI ist 100 m lang, 2 m breit und 1,25 m tief. Das Wellenpaddel kann regulären und irregulären Seegang mit Wellenhöhen von bis zu 0,25 m und Wellenperioden zwischen 1,5 s und 6,0 s erzeugen. Die Wassertiefe im Kanal liegt in den verwendeten Untersuchungen bei 0,7 m. Der undurchlässige Modelldeich hat eine Neigung von 1:6, die Deichkrone hat eine Länge von 30 cm und liegt bei allen Versuchen 10 cm über dem Ruhewasserspiegel. Die Böschung ist glatt (QUMERACI et al., 2000) mit einem mittlerer Rauigkeitsbeiwert von $f = 0,0058$. Hinter der Deichkrone befindet sich der Behälter zur Messung der Überlaufvolumen. Diese sind für ein Zeitintervall von jeweils $100 \cdot T_p$ gemessen worden, woraus sich die mittleren Überlaufzeiten in $l/(m \cdot s)$ ergibt.

4.1.2 Versuchsprogramm

Neben standardisierten Spektren wie JONSWAP- und TMA-Spektren sowie regelmäßigen Wellen sind 119 Versuche mit natürlichen Spektren gefahren worden. Davon sind zum Modellvergleich 59 Versuche herangezogen worden, die eine Wellenhöhe im Bereich von $0,04 \text{ m} < H_{m0} < 0,09 \text{ m}$ und eine Periode im Bereich $1,22 \text{ s} < T_p < 2,38 \text{ s}$ aufwiesen.

4.1.3 Modellbildung

In der ersten Projektphase der Jahre 2001 und 2002 wurden Messdaten von Überlaufversuchen aus dem LWK verfügbar, so dass eine Validierung des Modells ODIFLOCS vorgenommen werden konnte. Verglichen sind die gemittelten Überlaufzeiten. Im Laufe der Modelluntersuchungen stellte sich heraus, dass das Modell ODIFLOCS bezüglich geeigneter Modelleinstellungen zuerst einmal über eine Parameterstudie kalibriert werden musste, in der u. a. der Einfluss der Sohlrauigkeit, der minimalen Wassertiefe und des Rechenzeitschrittes auf die Stabilität von ODIFLOCS untersucht wurde (NIEMEYER et al., 2002). Für die Modellbildung mit ODIFLOCS konnte abgeleitet werden, dass das Modell zur Verbesserung der numerischen Stabilität mit einer möglichst geringen minimalen Wassertiefe $d_{\min}$ und mit höheren Rauigkeitsbeiwerten als in der Standardvorgabe betrieben werden sollte.

Der Wellenkanal ist in beiden mathematischen Modellen mit einem räumlichen Diskretisierungsschritt im cm-Bereich aufgelöst, da die Wellenlängen relativ kurz sind und eine Welle mit mindestens 7 Rechenknoten aufgelöst werden sollte. Der offene Modellrand liegt in einer Entfernung von 1,67 m vom Böschungsfuß. Als Randbedingung wird die Messung der Wasserspiegelauslenkung eines Wellendrahts verwendet. Der rechte Modellrand liegt bei beiden Modellen am oberen Ende der Böschung und besitzt eine absorbierende Randbedingung. Die modellspezifischen Einstellungen sind in Tab. 1 gegenübergestellt.

Beim Modell ODIFLOCS ist der Rauigkeitsbeiwert f_w , der ja eine Funktion der Wellenperiode und der geometrischen Sandrauheit $f_w(T_p, D)$ ist, immer auf eine konstante geometrische Sandrauheit von $D = 10^{-9} \text{ m}$ eingestellt, damit konnten mit ODIFLOCS ca. 90 % (49 von 56) der Modellversuche ohne Stabilitätsprobleme simuliert werden (NIEMEYER et al., 2002); die resultierende Spannbreite der Rauigkeitsbeiwerte ist in Tab. 1 wiedergegeben.

Tab. 1: Modellspezifische Einstellungen für die Versuche im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts

	OTT-1D	ODIFLOCS
Rauigkeitsbeiwert f_w/f	0,01	0,07–0,21
Minimale Wassertiefe	$\sim 0,0002$ m	0,0001 m
Diskretisierungsschritt Δx	0,05 m	$0,03 \text{ m} \pm 0,01 \text{ m}$

4.1.4 Ergebnisse – Vergleich der mittleren Überlauftaten

Die Güte der beiden Modellergebnisse für mit 56 (OTT-1D) bzw. 49 (ODIFLOCS) Versuchen ist ähnlich (Tab. 2). Beide Modelle zeigen gute Ergebnisse mit einem mittleren relativen Fehler von ca. 33 %, dabei kommt es zu Über- wie auch zu Unterschätzungen (Abb. 2).

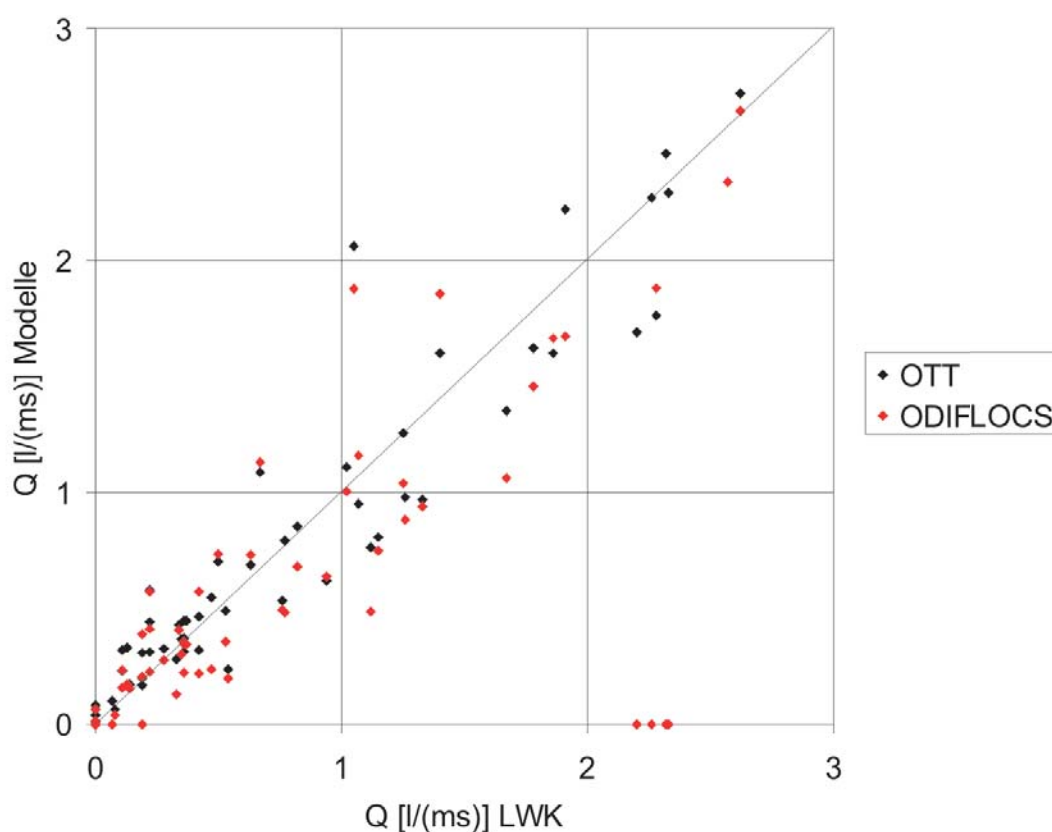


Abb. 2: Im LWK gemessene zu simulierten Überlauftaten der Modelle ODIFLOCS und OTT-1D

Zu beachten ist hierbei jedoch, dass den Ergebnissen des Modells ODIFLOCS eine Modellkalibrierung vorhergeht (NIEMEYER et al., 2002), während die Ergebnisse von OTT-1D mit Standardeinstellungen erzielt worden sind. Interessant ist, dass beide Modelle in vielen Versuchen recht eng beieinander liegen – zu erkennen an den Datenpunktpärchen (roter und schwarzer Punkt) (Abb. 2) – ein Hinweis auf die im Prinzip gleichartige Arbeitsweise der Modelle.

Tab. 2: Mittlerer absoluter und relativer Fehler der Überlaufrate der Modelle ODIFLOCS und OTT bei den Versuchen im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts

	mittlerer absoluter Fehler	mittlerer relativer Fehler
OTT-1D	0,17 l/(ms)	33 %
ODIFLOCS	0,20 l/(ms)	35 %

4.2 Versuche im Großen Wellenkanal

Mit den Versuchen aus dem Großen Wellenkanal (GWK) von OUMERACI et al. (2001) (KFKI-Forschungsvorhaben Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen – 003KIS009) liegen zum ersten Mal großmaßstäbliche Versuche mit detailliert gemessenen Parametern des Wellenauf- und -überlaufs vor.

4.2.1 Versuchsanordnung

Der GWK hat eine Länge von 324 m, eine Breite von 5 m und eine Tiefe von 7 m. Regelmäßige Wellen bis zu einer Größe von 2,0 m und spektrale Wellen bis zu einer Größe von $H_{m0} = 1,4$ m können im GWK erzeugt werden. Die Versuche zum Wellenauf- und -überlauf sind mit einem undurchlässigen Deich einer Außenböschungsneigung von 1:6 und einer Innenböschungsneigung von 1:3 durchgeführt worden. Die Deichkrone liegt bei den Versuchen 1,0 m bzw. 1,75 m über dem Ruhewasserspiegel (Abb. 5).

Wasserspiegelauslenkungen werden an 2 Wellenharfen und 9 einzelnen Wellendrähten (WG3 – WG11) gemessen (Abb. 4). Die dort gemessenen Auslenkungen können als Rand-

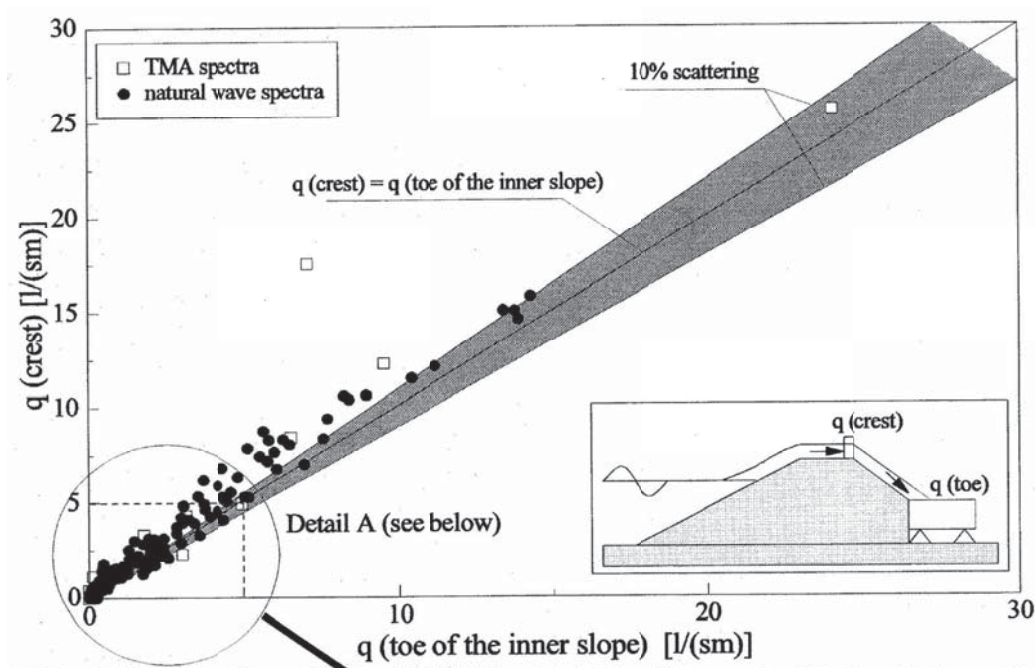


Abb. 3: Vergleich der an beiden Messpositionen gemessenen mittleren Auflafraten
(aus: OUMERACI et al., 2001)

bedingungen für die numerischen Modelle verwendet werden. Das gesamte Messprogramm des KFKI-Forschungsvorhabens umfasste die Messung von Wellenaufbauhöhen, Schichtdicken, Strömungsgeschwindigkeiten und Druckverhältnissen in der Auflaufzone sowie Messungen der Überströmungsvolumen und Überlauraten (OUMERACI et al., 2001). Die Volumen wurden einmal über einen 1,2 m breiten Auffangbehälter auf der Deichkrone, zum anderen über einen Auffangcontainer mit einer Breite von 0,34 m am binnenseitigen Böschungsfuß gemessen. Eine Gegenüberstellung von beiden Messungen zeigt, dass Unterschiede von deutlich über 10 % auftreten (Abb. 3). Dabei werden tendenziell auf der Deichkrone höhere Raten gemessen als am binnenseitigen Deichfuß. Aufgrund von kleinen Geometrieabweichungen der inneren Deichböschung empfiehlt OUMERACI et al. (2001), die Messung auf der Deichkrone für weitere Auswertungen zu verwenden.

Die Höhe des Wellenaufbaus auf der Außenböschung wird mit einem digitalen Pegel in Kanalmitte mit einer Höhenauflösung von 4,1 cm gemessen. Der digitale Pegel gibt im jewei-

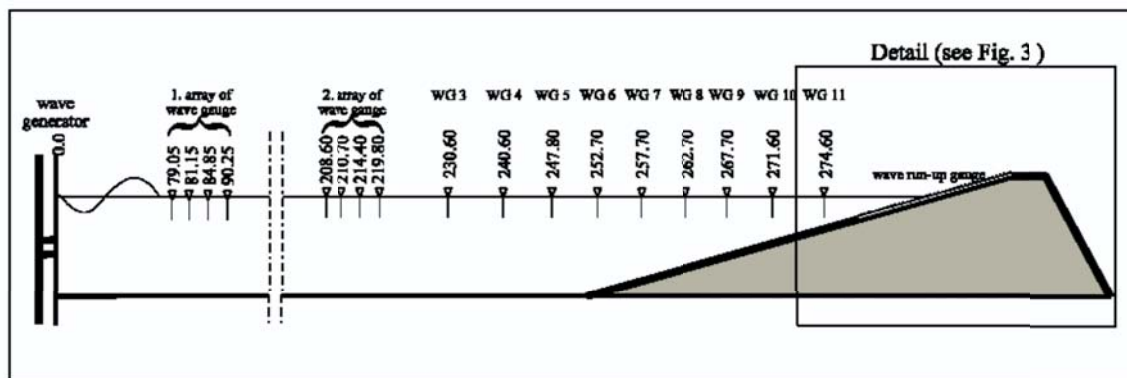


Abb. 4: Lage der Wellenharfen und -messdrähte im GWK (aus: OUMERACI et al., 2001)

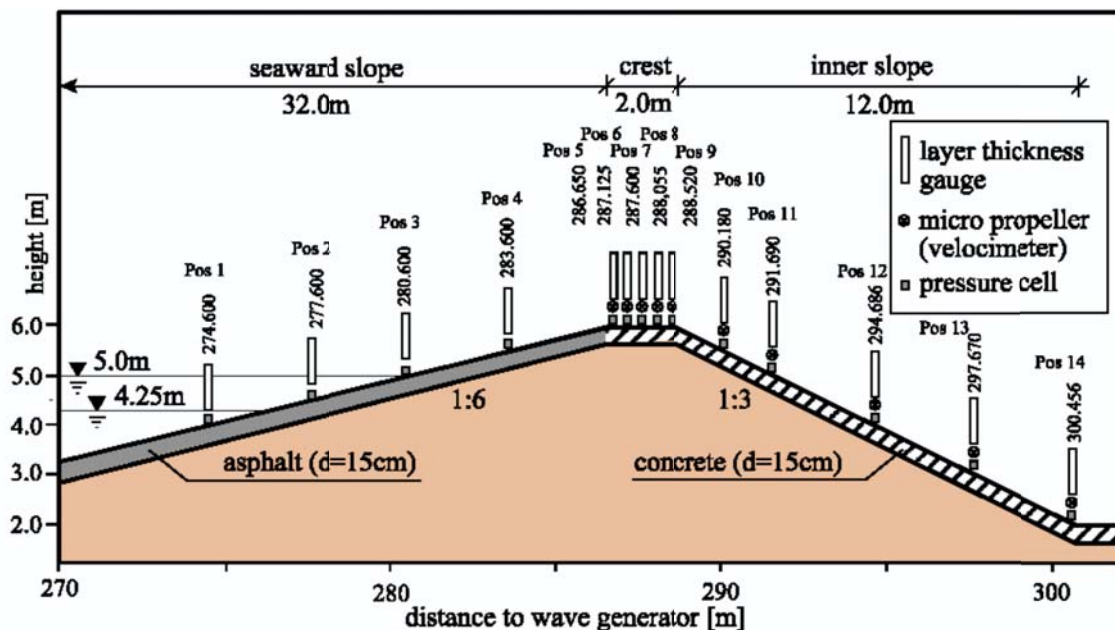


Abb. 5: Deichgeometrie und Lage der Messstellen auf den Deichböschungen des GWK (aus: OUMERACI et al., 2001)

ligen Segment ein Signal, wenn er mit Wasser in Kontakt kommt, die Schichtdicken der Auflaufzungen werden mittels am Kanalrand angebrachter Schichtdickensensoren gemessen OUMERACI et al. (2001).

4.2.2 Versuch s p r o g r a m m

Im Gegensatz zu anderen Untersuchungen, in denen vor allem standardisierte Wellenspektren und regelmäßige Wellen untersucht wurden, liegt der Schwerpunkt dieser GWK-Versuche auf natürlichen Spektren. Diese natürlichen Spektren stammen größtenteils aus den deutschen Küstengebieten der Nord- und Ostsee und spiegeln somit die Besonderheiten dieser durch die Wattenmorphologie und Flachwasserzonen geprägten Seegangsverhältnisse wider. Charakteristisch im Gegensatz zu den standardisierten Spektren ist beispielsweise die Ausprägung von zwei oder drei Hauptfrequenzen, die durch die Filterwirkung der Watten zusammen mit den damit einhergehenden triadischen Wellen-Wellen-Wechselwirkungen entstehen. Neben den verwendeten natürlichen Spektren sind noch TMA-Flachwasserspektren, JONSWAP- Spektren und regulärer (monochromatischer) Seegang im GWK untersucht worden.

4.2.3 M o d e l l b i l d u n g

Von den 146 Versuchen mit natürlichen Spektren, die im GWK durchgeführt wurden, sind im Rahmen der Modelluntersuchungen 45 ausgewählt worden. Die Auswahl zeichnet sich dadurch aus, dass eine große Bandbreite von mittleren Überlaufraten von 0,21–13,89 l/(ms) mit unterschiedlichen Spektralformen abgedeckt wurden. Ein weiterer Schwerpunkt der Auswahl lag bei in deutschen Küstengebieten gemessenen Spektren.

Die räumliche Diskretisierung des GWK erfolgt in Schritten mit $\Delta x = 0,25$ m für alle durchgeführten Versuche. Für Modellläufe mit dem offenen Rand direkt am Böschungsfuß entspricht dies 211 Rechenknoten für größere Modellgebiete entsprechend mehr. Der Zeitschritt der Einhaltung des Courant-Friedrich-Levy-Kriteriums liegt bei $\Delta t = 0,1$ s. Die Sohlreibung wurde in beiden 1D-Modellen OTT-1D und ODIFLOCS mit einem Rauigkeitsbeiwert $f_w = 0,01$ berücksichtigt, was einer recht glatten Sohle entspricht; die Böschung des Modelldeiches im GWK bestand aus Asphaltbeton (OUMERACI et al., 2001). Die Randbedingung wird am seeseitigen Modellrand vorgegeben. Sie wird entweder mit Hilfe von gemessenen Zeitreihen von Wasserspiegelauslenkungen oder über ein Spektrum formuliert. Wird ein Spektrum definiert, wird daraus ein per Zufallsgenerator zusammengesetzter Wellenzug aus linearen Wellen erzeugt. Die gemessenen Auslenkungen enthalten Reflektionen von der Deichböschung her, die für die Randwerteingabe mittels Spektren herausgefiltert werden müssen. BALDOCK und SIMMONDS (1999) geben dazu eine Methode an, die auch für geneigte Gewässersohlen gilt.

Der rechte Modellrand liegt bei dem Modell ODIFLOCS in der Mitte der Deichkrone, der Rand ist dort als transmissive, absorbierende Randbedingung realisiert. Das Modellgebiet von OTT-1D enthält auch die Binnenböschung, an deren Ende ebenfalls eine absorbierende Randbedingung implementiert ist. Für die Auswertung der Auflaufhöhen und der mittleren Überlaufraten der numerischen Modellläufe spielt dieser Unterschied jedoch keine Rolle. Die Bestimmung der Durchflüsse auf der Deichkrone erfolgt immer in der Mitte der Deichkrone, wo auch im physikalischen Versuch der Auffangbehälter angeordnet ist.

Ein modelltechnisch wichtiger Parameter ist die kleinste zu berechnende Wassertiefe $d_{\min}$ an der sich vor und zurück bewegenden Auflaufzunge. Sie ist so geringmächtig einzustellen, dass die geringste im physikalischen Versuch auftretende Schichtdicke der Wellenaufzunge wiedergegeben werden kann. Um eine Vergleichbarkeit der beiden Modelle zu gewährleisten, ist $d_{\min}$ für beide Modelle auf ca. $d_{\min} = 0,001$ m gesetzt. Mit diesem Wert konnten beide Modelle betrieben werden, ohne dass dies zu langen Rechenzeiten und zu vielen numerischen Instabilitäten des Modells ODIFLOCS führte.

4.2.4 Modellergebnisse – exemplarischer Vergleich der Wellenaufbauhöhe

Der zeitliche Verlauf von gemessenen und mit OTT-1D berechneten Auflaufhöhen wird hier exemplarisch dargestellt (Abb. 6) (Versuch mit $h = 5$ m, $H_{m0} = 0,60$ m und $T_p = 5,29$ s). Der linke, offene Modellrand lag dabei an zwei verschiedenen Messstellen, und zwar 25 m vom Böschungsfuß entfernt (WG3) und direkt am Böschungsfuß des Modelldeiches (WG6 – Abb. 4). Die simulierten Auflaufereignisse stimmen sowohl bezüglich Zeitpunkt und Dauer als auch in ihren Intensitäten gut mit der Messung überein. Anhand der Verläufe sind optisch in dem dargestellten Zeitintervall kaum Unterschiede auszumachen.

Eine Auswertung der Zeitreihen bezüglich Korrelation und Fehler zeigt jedoch, dass die Aufläufe bei kleinem Modellgebiet (WG6) besser korrelieren und einen kleineren mittleren Fehler aufweisen. Die größere Streuung bei Verwendung des großen Modellgebietes ist neben der größeren numerischen Dispersion des Modells auch der fehlerhaften physikalischen Beschreibung der Wellenzüge bei längeren Laufstrecken zurückzuführen (Abb. 1). Um den

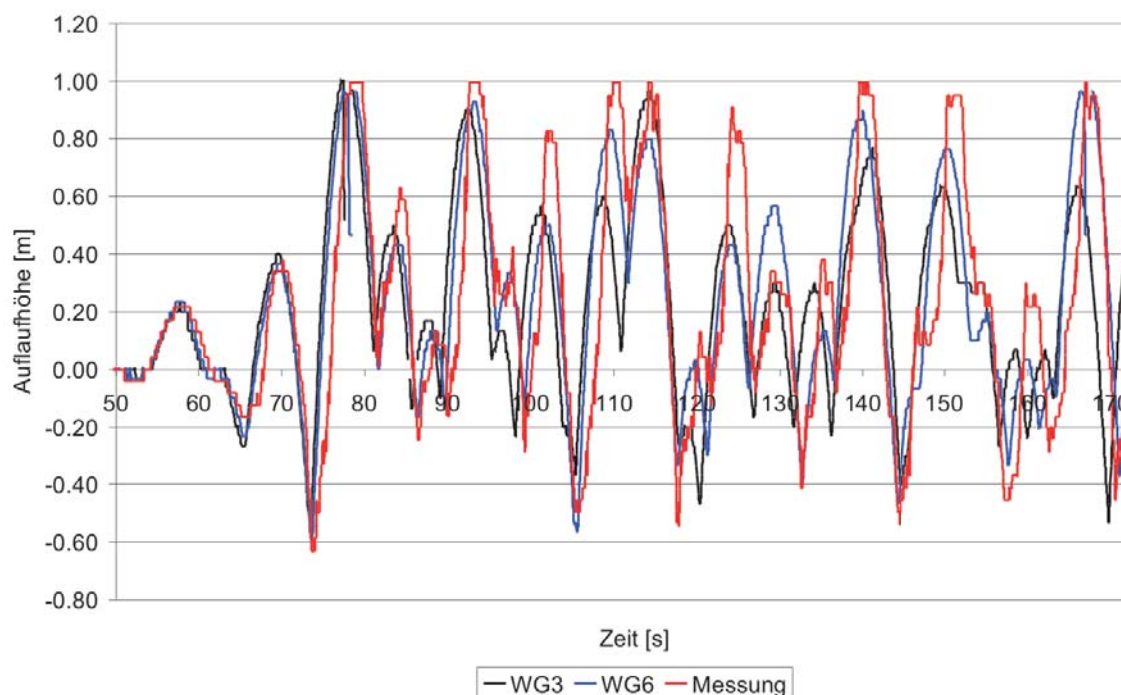


Abb. 6: Beispiel für gemessene und mit OTT-1D berechnete Wellenaufbauhöhen (GWK) für zwei Modellgebietsgrößen (WG3 – großes Modellgebiet, WG6 – kleines Modellgebiet)

numerischen und physikalischen Fehler möglichst gering zu halten, sollte der seeseitige Modellrand von Modellen auf Basis der Flachwassergleichungen daher möglichst nahe am Wellenbrechpunkt liegen.

4.2.5 Modellergebnisse – Vergleich der mittleren Überlaufzeiten

Die Versuche im GWK hatten eine Dauer, die etwa dem 200-fachen der jeweiligen Peakperiode des Seegangsspektrums entsprach. Sie waren daher ausreichend lang, um einen verlässlichen zeitlichen Mittelwert der Überlaufvolumen zu bestimmen.

Die für den Vergleich gewählten Naturspektren sind größtenteils an deutschen Wattenküstenabschnitten gemessen worden. Die Spektren bewegen sich bezüglich der Wellenhöhe H_{m0} im Bereich von $0,6 \text{ m} < H_{m0} < 1,0 \text{ m}$ und für die Periode des Energiedichtemaximums im Bereich $4,34 \text{ s} < T_p < 12,68 \text{ s}$, wobei der Hauptanteil der Versuche Perioden von $4,6 < T_p < 6,4 \text{ s}$ liegt. Die Randbedingungen sind als Zeitreihen direkt am Böschungsfuß vorgegeben (WG6 siehe Abb. 4).

Die gemessenen und mit ODIFLOCS und OTT-1D simulierten Überlaufzeiten sind verglichen worden (Abb. 7). Beide Modelle unterschätzen tendenziell die Überlaufzeiten um etwa 30 %, was aus der Lage der Regressionsgerade ersichtlich ist (Abb. 7). Hauptursache für diese systematische Unterschätzung in beiden Modellen ist die modellinhärente numerische Dispersion. Das Modell ODIFLOCS weist einen etwas größeren absoluten und relativen mittleren Fehler auf als OTT-1D (Tab. 3). Als Maß für die Streuung der Ergebnisse wird der Korrelationskoeffizient R verwendet. Er beträgt für das Modell OTT-1D $R = 0,91$ für ODIFLOCS ist $R = 0,85$, beides eine starke Korrelation.

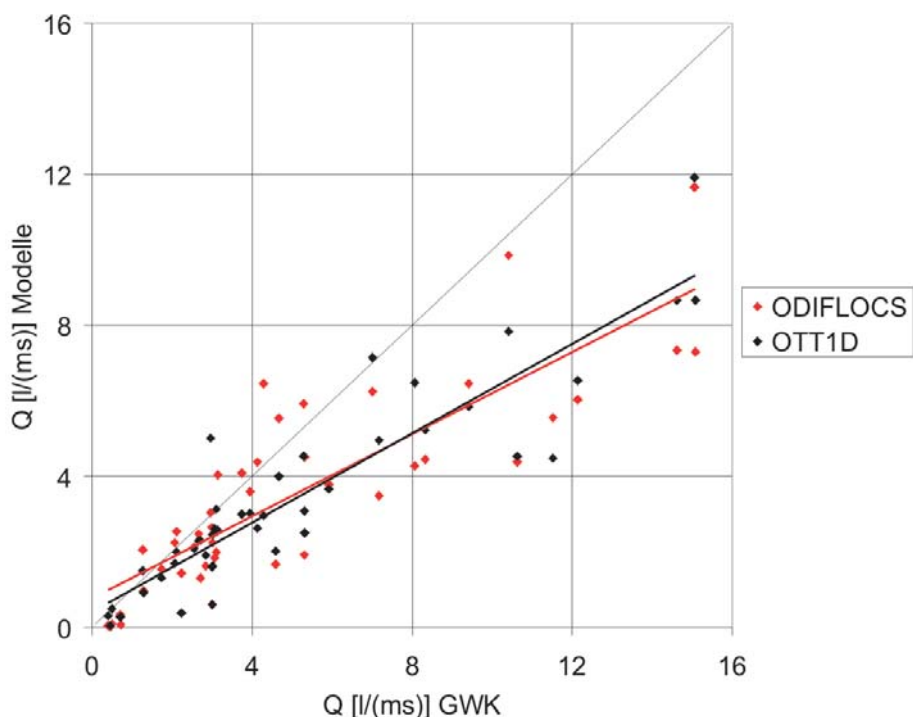


Abb. 7: Gemessene und berechnete Überlaufzeiten für Untersuchungen mit Naturspektren im GWK, Randbedingung am Böschungsfuß (Diagramm enthält Regressionsgeraden)

Tab. 3: Mittlere absoluter und relativer Fehler der berechneten Überlaufrate (ODIFLOCS und OTT)

	Absoluter Fehler	Relativer Fehler	Korrelationskoeff.
OTT-1D	1,75 l/(sm)	34 %	0,91
ODIFLOCS	1,82 l/(sm)	38 %	0,85

Das Gesamtergebnis des Modells OTT-1D ist bezüglich Fehlergröße, Lage der Regressionsgerade und Streuung besser als das von ODIFLOCS. Angemerkt sei an dieser Stelle, dass die benötigte Prozessorzeit (Rechenzeit) von ODIFLOCS um ca. das 8-fache im Vergleich zum Modell OTT-1D erhöht ist.

Zur Einordnung der Qualität der Modellergebnisse sind zwei empirische Formeln für die mittlere Wellenüberlaufrate herangezogen worden. Die Anwendung einer solchen Formel ist aufgrund der großmaßstäblichen Verhältnisse des GWK gerechtfertigt, ohne dass Maßstabseffekte berücksichtigt werden müssten. SCHÜTTRUMPF et al. (2001) schlägt eine empirische Formel (Gleichung 1) zur Berechnung der mittleren Überlaufrate Q [l/(ms)] vor, die mit Hilfe der Variablen $b = 4,32$ (für Wattspektren) bzw. $b = 3,25$ (für Spektren aus exponierten Küstenabschnitten) und $Q_0 = 0,038$ an die Messdaten der GWK-Versuche angepasst wurde. Es handelt sich daher um einen spezifisch auf die Untersuchungen im GWK kalibrierten, empirischen Berechnungsansatz.

$$Q = \sqrt{2 \cdot g \cdot H_{m0}^3} \cdot \xi_d \cdot Q_0 \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \xi_d}\right) \cdot 10^3$$

Gleichung 1

R_c steht für den Freibord (Abstand vom Ruhewasserspiegel zur Deichkrone) und ξ_d für die Irribarren-Zahl (Brecherindex). Gleiches gilt für die in der Bemessungspraxis häufig angewandte Formel von JANSSEN und VAN DER MEER (1995, 1998), die nachstehend formuliert ist:

$$Q = \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \xi_d \cdot 0,06 \cdot \exp\left(-5,2 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \xi_d}\right) \cdot 10^3 \quad \text{für} \quad \xi_d = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s \cdot L_0}} < 2,0$$

Gleichung 2

und

$$Q = \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot 0,2 \cdot \exp\left(-2,6 \cdot \frac{R_c}{H_s}\right) \cdot 10^3 \quad \text{für} \quad \xi_d = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s \cdot L_0}} > 2,0$$

Gleichung 3

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse beider empirischer Ansätze mit den Messergebnissen ist in Abb. 8 zu sehen.

Der mittlere absolute und relative Fehler sind bei dem Ansatz nach VAN DER MEER (1995, 1998) höher als bei dem von SCHÜTTRUMPF et al. (2001) (Tab. 4). Dabei muss bemerkt werden, dass SCHÜTTRUMPF et al. (2001) Gleichung 1 auf der Grundlage des hier verwendeten Versuchsreihen formuliert hat, und diese somit die bestmögliche Anpassung an die Messergebnisse darstellt. Die Streuung der Ergebnisse nach dem Ansatz von SCHÜTTRUMPF et al. (2001)

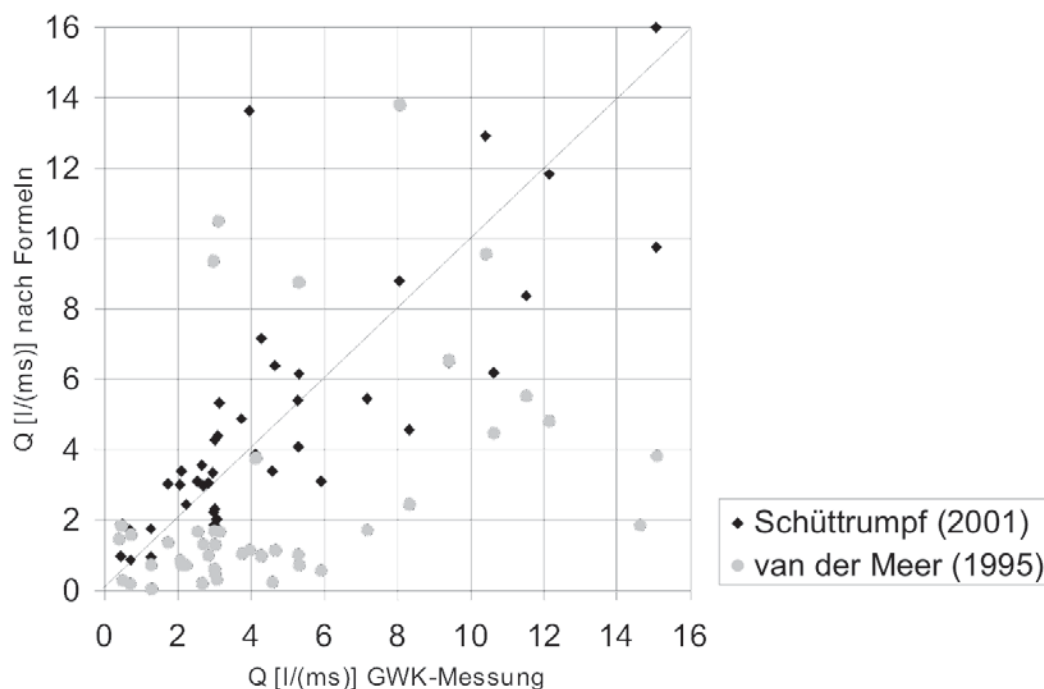


Abb. 8: Gemessene zu berechnete Überlauraten der GWK-Versuche mit natürlichen Spektren

ist dennoch groß, was sich auch im Korrelationskoeffizienten ausdrückt. Die mathematischen Modelle hingegen haben eine geringere Streuung und erzielen im Vergleich auch bessere Ergebnisse bezüglich des absoluten und relativen Fehlers (Tab. 3); die Korrelationskoeffizienten sind deutlich höher.

Tab. 4: Mittlere absoluter und relative Fehler der Überlaufformeln von VAN DER MEER (1995, 1998) und SCHÜTTRUMPF et al. (2001) der 45 GWK Versuche

	Absoluter Fehler	Relative Fehler	Korrelationskoeff.
van der Meer	4,37 l/(sm)	96 %	0,30
Schüttrumpf	1,84 l/(sm)	53 %	0,75

5. Modellbetrieb

5.1 Zur Art und Lage der seeseitigen Randbedingung

Um den Einfluss der Entfernung der seeseitigen Modellrandes vom Böschungsfuß auf die Qualität der modellierten mittlere Überlaurate zu untersuchen, ist das Modell OTT-1D für die oben beschriebenen Versuche mit unterschiedlich großen Modellgebieten – bei Beibehaltung des ursprünglichen räumlichen Diskretisierungsschrittes Δx – betrieben worden. Es sind die gemessenen Auslenkungen von Position WG6 (Böschungsfuß), WG3 (Böschungsfuß + 22,1 m) und H2 (Böschungsfuß + 44,1 m) verwendet worden.

OTT-1D unterschätzt tendenziell die Auflauraten (Abb. 9). Die Regressionsgeraden zeigen, dass diese Unterschätzung mit zunehmendem Abstand des Modellrandes vom Böschungsfuß zunimmt. Ursächlich für die systematische Unterschätzung ist die numerische

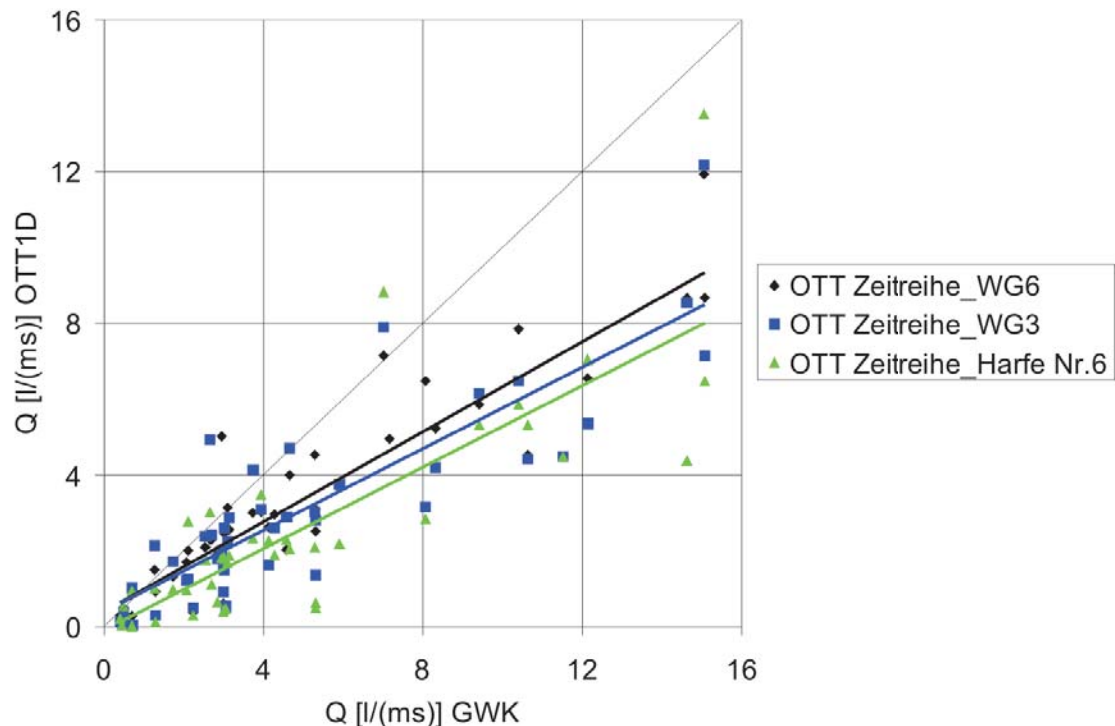


Abb. 9: Gemessene zu simulierten Überlauraten (OTT-1D) bei Randwertvorgaben mittels Zeitreihen der gemessenen Auslenkungen (Diagramm enthält Regressionsgeraden)

Dispersion; eine Zunahme der Rechenknoten bei den vergrößerten Modellgebieten (WG3 und Harfe 6, Abb. 9) führt zu einem größeren Einfluss der numerischen Dispersion und in dessen Folge zu geringeren Überlauraten.

In einer weiteren Versuchsreihe ist die Art der verwendeten Randbedingung geändert worden. So sind nicht die an der Messstelle WG3 gemessenen Wasserspiegelauslenkungen, sondern die daraus generierten Spektren als Randbedingung vorgegeben worden. Der offene Rand liegt dabei einmal direkt am Böschungsfuß und in einer Entfernung von jeweils einer und zwei Wellenlängen vom Böschungsfuß entfernt. Da die Generierung von Wasserspiegelauslenkungen aus den Spektren – die ja nach wie vor als Randbedingung benötigt werden – im Modell OTT-1D per Zufallsgenerator erfolgt, sind die Modellläufe mit spektralen Randbedingungen jeweils drei Mal durchgeführt worden. Das arithmetische Mittel der drei Versuchsergebnisse ist als Ergebnis des Modells OTT-1D gewertet worden (Abb. 10).

Die besten Ergebnisse werden bei Lage des offenen Modellrandes am Böschungsfuß erzielt. Ebenso bei Vorgabe der Randbedingung über Wasserspiegelauslenkungen verschlechtern sich die Modellergebnisse mit dem Abstand vom Böschungsfuß. Die tendenzielle Unterschätzung der Überlauraten beträgt im Mittel ca. 10 %, wenn der Modellrand am Böschungsfuß liegt, wie bei Eingabe der Randbedingungen über gemessene Wasserspiegelauslenkungen.

Bei Lage des offenen Modellrandes direkt am Böschungsfuß werden durchweg die besten Ergebnisse erzielt. Je weiter weg der Modellrand seewärts verschoben ist, desto größer werden die Fehler (Tab. 5).

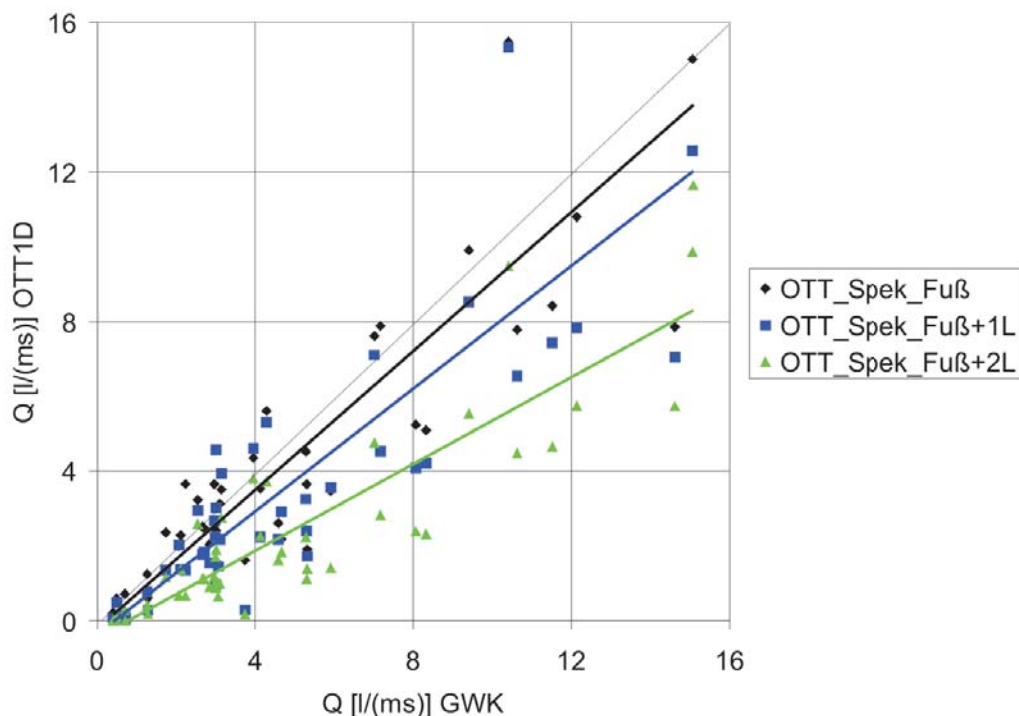


Abb. 10: Vergleich modellierter Überlaufzeiten (OTT-1D) aus Spektren bei unterschiedlicher Lage des Modellrandes (Diagramm enthält Regressionsgeraden)

Tab. 5: Vergleich der simulierten Überlaufzeiten (OTT-1D) bei Randwertvorgaben über ein Spektrum

	Böschungsfuß absolut / relativ	1L bzw. WG3 absolut / relativ	2L bzw. Harfe H2 absolut / relativ
Auslenkungen direkt	1,75 l/(sm) / 34 %	2,11 l/(sm) / 44 %	2,49 l/(sm) / 53 %
Spektrum	1,32 l/(sm) / 28 %	1,77 l/(sm) / 40 %	2,53 l/(sm) / 56 %

Dabei ist zu beachten, dass die Fehler der letzten Spalte nicht direkt miteinander vergleichbar sind, da die Größen der Modellgebiete der Versuche „2L“ um bis zu 50 % zu den Versuchen „Harfe H2“ abweichen. Daher ist wegen besserer Vergleichbarkeit der relativen Fehler auch als Funktion der Größe des Modellgebietes – in prozentualer Zunahme der Rechenknotenanzahl ausgehend vom kleinsten Modellgebiet – dargestellt worden (Abb. 11).

Generell ist die Güte der Berechnungsergebnisse bei Verwendung eines Spektrums als Randbedingung besser als bei Verwendung der direkt gemessenen Wasserspiegelauslenkungen. Diese Erkenntnis ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der im MAST3-Projekt OPTICREST ausgeführten Untersuchungen mit dem mathematischen Modell ODIFLOCS (DE ROUCK et al., 2002). Bemerkenswert ist auch, dass dies auch für Versuche mit kleinen mittleren Überlaufzeiten von 0,21–2,0 l/(sm) zutrifft. Eine mögliche Erklärung hierfür wäre, dass nichtlineare Auslenkungen in einem Flachwassermodell eine stärkere numerische Dispersion erfahren als lineare Auslenkungen. Die linearen Flachwassergleichungen sind mit den nichtlinearen Auslenkungen gleichsam überfordert und glätten diese stärker als lineare Auslenkungen. Eine detaillierte Erläuterung für diese Hypothese steht jedoch aus.

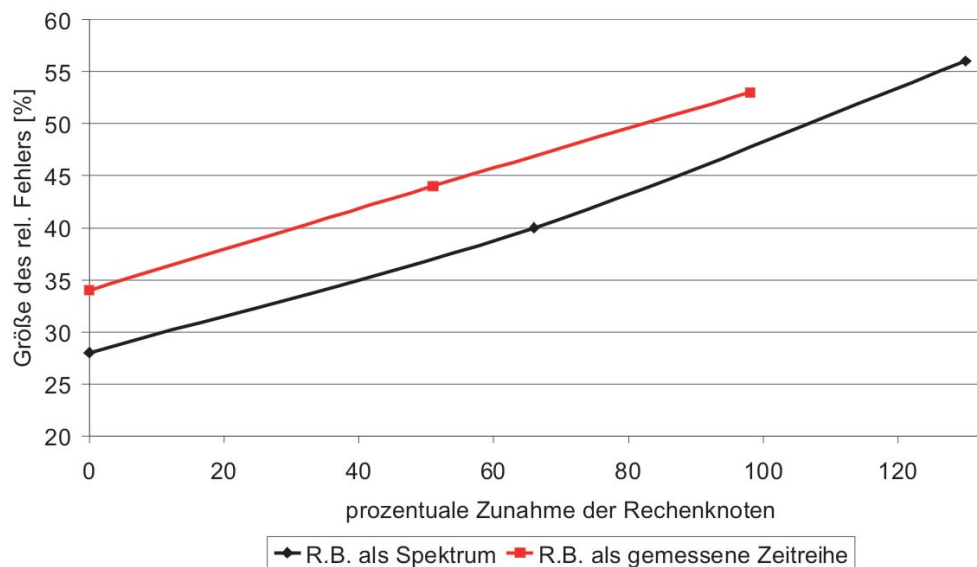


Abb. 11: Zunahme des relativen Fehlers bei Vergrößerung des Modellgebietes

Für die Praxis der Modellanwendung ist dies von erheblicher Bedeutung, da in der Regel keine bemessungsrelevanten Zeitreihen von Wasserspiegelauslenkung, sondern meist berechnete oder gemessene Spektralinformationen zur Verfügung stehen.

Die Untersuchungen mit den aus Spektren generierten Randwerten machen weiterhin deutlich, dass die Verringerung der Überlaufsraten bei vergrößertem Modellgebiet allein auf den Einfluss der modellinhärenten numerischen Dispersion zurückzuführen ist, da bei Verwendung eines Spektrums physikalische Fehler in der verfälschten Wiedergabe der Wellenabfolge ursächlich ausscheiden. Das numerische Modell OTT-1D verliert durch numerische Dispersion an jedem Rechenknoten ein gewisses Quantum an Impulsenergie. Bei großen Wellenlaufstrecken ergeben sich so relevante Energieverluste, die sich in einer zunehmenden Dämpfung des Modellseegangs und daraus resultierend in kleineren mittleren Überlaufsraten niederschlagen.

Festzuhalten ist, dass allein die modellinhärente numerische Dispersion eine Anwendung von OTT-1D über größere Wellenlängen entgegenspricht. Andere, physikalisch bedingte Fehler, wie die Abweichungen in der Wiedergabe der Wasserspiegellagen (vgl. Abb. 1) sind bezüglich der Ergebnislage für mittlere Überlaufsraten als sekundär einzustufen.

5.2 Definition des Rauigkeitsbeiwertes

Der Rauigkeitsbeiwert ist ein Maß für den Widerstand, den die Gewässersohle auf die Strömung ausübt. Im Allgemeinen wird der Rauigkeitsbeiwert für turbulente, hydraulisch rauhe Verhältnisse angegeben. Die geometrische Höhe k der Rauigkeitselemente oder der Sohle hat den Haupteinfluss auf die Rauigkeitswirkung. Je höher die Rauigkeitselemente, desto höher ist im Allgemeinen ihre Rauigkeitswirkung auf die zeitlich gemittelte Wasserbewegung. Für die alternierenden Strömungen unter Wellen geht neben der eigentlichen Sohlrauheit noch die Wellenperiode in den Rauigkeitsbeiwert $f_w = f(T, k)$ mit ein. Daher muss

zwischen Rauigkeitsbeiwerten für Strömungen f und für den für Wellen f_w unterschieden werden.

Zur Bestimmung der Rauigkeitsbeiwerte schlägt VAN GENT (1994) die Formel von MADSEN UND WHITE (1975) für vollturbulente Strömungen auf geneigten Wellenbrechern vor. Für glatte Böschungen gibt VAN GENT einen Wert von $f = 0,02$ an, für Betonböschungen gibt SCHULZ (1992) Rauigkeitsbeiwerte von $0,017$ – $0,022$ an. Das Modell OTT arbeitet mit dem Rauigkeitsbeiwert für wellenerzeugte Strömung f_w (DODD, 1998). Der Wert f_w berücksichtigt die Wirkung einer alternierenden turbulenten Grenzschicht auf die Wellenströmung. Welcher Reibungsbeiwert anschaulich für auflaufende Wellen besser geeignet ist, lässt sich nicht abschließend klären, da auch in der Literatur für Wellenauflaufströmungen unterschiedliche Angaben gemacht werden. In den hier dargestellten Untersuchungen sind die Angaben für die physikalischen Modellversuche als Rauigkeitsbeiwert verwendet worden. Je höher der Rauigkeitsbeiwert, desto größer ist die Energieverlust der Strömung und umso schwächer sind die Auflaufströmungen und die mittleren Überlaufsraten (Abb. 12). Im Sinne einer Bemessung auf der „sicheren Seite“ sollte im Zweifelsfall ein kleinerer Rauigkeitsbeiwert gewählt werden.

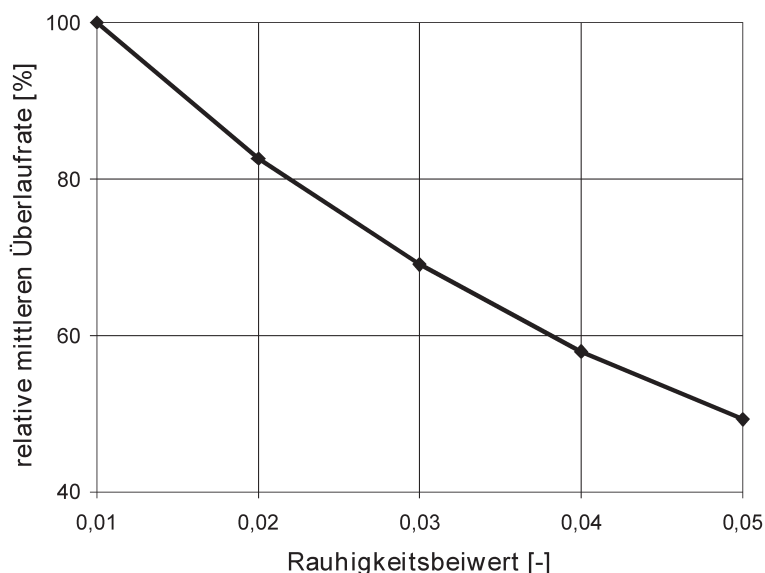


Abb. 12: Abhängigkeit der erzielten mittleren Überlaufsraten vom Rauigkeitsbeiwert. Auswertung aller GWK-Versuche als prozentualer Mittelwert

5.3 Numerische Einstellungen

Die verwendeten Flachwassermodelle benötigen die Vorgabe von speziellen numerischen Einstellungen. Der räumliche Diskretisierungsschritt Δx kann für naturmaßstäbliche Anwendungen $\Delta x \approx 0,25$ m gewählt werden. Für die expliziten numerische Schemata bestimmt sich der größtmögliche Rechenzeitschritt nach dem Courant-Friedrichs-Levy-Kriterium $\Delta t < \Delta x / (c+v)$, wobei mit c die Wellengeschwindigkeit im Flachwasser und mit v die Strömungsgeschwindigkeit einer Grundströmung bezeichnet ist.

Die minimale Wassertiefe $d_{\min}$, die vom Modell berechnet werden soll, muss einerseits klein genug sein, um die Wellenaufzunge hydrodynamisch richtig beschreiben zu kön-

nen. Andererseits wiederum groß genug, damit die Rundungsfehler in der numerischen Berechnung der diskreten Geschwindigkeits- und Schichtungsgradienten nicht zu Instabilitäten führen. Ein Modellbetrieb mit Größen von $d_{\min}$ im Millimeterbereich ist problemlos möglich. Die Stabilität des Modell ODIFLOCS verbessert sich sogar, wenn die Schichtdicke geringmächtig gewählt wird (NIEMEYER et al., 2001). Die minimal berechnete Schichtdicke muss nicht immer physikalisch sinnvoll sein, wenn Modellergebnisse ausgewertet werden, so bleibt beim Zurücklaufen der Wellenzunge eine geringe Schichtdicke an Wasser zurück. Die Entscheidung, ob es sich hierbei noch um den eigentlichen Wasserkörper oder nur um eine benetzte Fläche handelt, kann man in OTT-1D mit der Definition der als Wasserschicht angesehenen Schichtdicke d_{Rand} machen, wobei immer $d_{\text{Rand}} \geq d_{\min}$ gelten muss. Die Rechenzelle, an der d_{Rand} überschritten wird, ist die sich bewegende Auflaufzunge. Anschaulich ist $d_{\min}$ die beobachtete Wasserlinie, d_{Rand} die von einem Pegel messbare Wasserlinie, welche auch für Ergebnisauswertungen relevant ist. Für die Auswertung von Überlaufvolumen ist in dieser Arbeit durchgängig $d_{\text{Rand}} = d_{\min}$ gesetzt worden.

5.4 Empfehlungen zur Anwendung von Flachwassermodellen

Bei der Anwendung von Modellen auf Grundlage der Flachwassergleichungen zur Berechnung von Wellenauf- und -überlauf sollte Folgendes beachtet werden:

- Seewärtige Eingrenzung des Modellgebietes am Bauwerksfuß, der seeseitige Modellrand soll in der Nähe des Wellenbrechpunktes sein.
- Einstuerung von linearen Wellenzügen, die per Zufallsgenerator aus einem gemessenen oder berechneten Seegangsspektrum erzeugt wurden, ist möglich. Die mittleren Überlaufzeiten sollten dann um etwa 10 % erhöht werden, um die numerische Dämpfung zu kompensieren. Gegebenenfalls ist ein Sicherheitszuschlag vorzusehen.
- Der Rauigkeitsbeiwert sollte bauwerksspezifisch aus Literaturangaben bzw. verfügbaren Messungen entnommen werden. Dabei soll der Rauigkeitswert möglichst speziell für die Auflaufströmung ermittelt worden sein.

Die mit mehreren Messdatensätzen durchgeführten Modellvergleiche zwischen OTT-1D und ODIFLOCS zeigten, dass das Modell OTT-1D zumindest für den ingenieurmäßigen Einsatz dem Modell ODIFLOCS vorzuziehen ist. Gründe hierfür sind:

- Das Modell ODIFLOCS ist grundsätzlich numerisch instabiler. Eine verbesserte Stabilität lässt sich in den meisten Fällen durch eine geeignete Parameterwahl (minimale Schichtdicke, Rauigkeitsbeiwert) erzielen. Diese stimmen allerdings nicht zwangsläufig mit den physikalischen Randbedingung überein.
- ODIFLOCS benötigt etwa die 8-fache Rechenzeit.
- ODIFLOCS reagiert sensitiver gegenüber physikalisch falschen Randbedingungen – beispielsweise die Vorgabe einer linearen Wellenform im Flachwasser – mit instabilen Rechenprozessen (Programmabbruch).
- Die Ergebnisse des mit Standardeinstellungen angewandten Modells OTT-1D sind etwas besser.
- Das Modell OTT-1D ist in der Lage, mehrere Wasserkörper (Binnenböschung, Wellengeneration in Lee) zu modellieren und bietet somit vielfältigere Anwendungsmöglichkeiten.

6. Diskussion und Zusammenfassung der Modellergebnisse

Zwei numerische Modelle auf Basis der Flachwassergleichungen sind bezüglich des Wellenauf- und -überlaufs kalibriert und mit Labormessungen im Wellenkanal des Leichtweiß-Institutes und im Großen Wellenkanal in Hannover (GWK) validiert worden. Der Schwerpunkt der Modellvalidierung lag auf dem Vergleich von zeitlich gemittelten Überlaufraten. Die Modelle arbeiten stabil mit einem geringen Rechenzeitbedarf. Beide Modelle bedürfen nur weniger Modelleinstellungen.

Die Schwäche von Flachwassermodellen, die nichtlinearen Wellen-Wellen-Interaktionen vor dem Wellenbrechpunkt nicht modellieren zu können, erweist sich in Bezug auf die Verwendung von linearen Wasserspiegelauslenkungen als Randbedingung aus einem Spektrum als Vorteil. Beim Fortschreiten von linearen Wellenzügen bis zum Wellenbrechpunkt bleibt offensichtlich mehr Energie erhalten als bei der Einspeisung von gemessenen, nichtlinearen Auslenkungen. Es stellt daher keinen Vorteil dar, nichtlineare Auslenkungen in Flachwassermodellen als Randbedingungen zu verwenden. Diese Erkenntnis ist für die Modellanwendung von erheblicher Bedeutung, da in der Praxis nur sehr selten eine bemessungsrelevante Zeitreihe von Wasserspiegelauslenkungen zur Verfügung steht. So können die Modelle mit gemessenen oder berechneten bemessungsrelevanten Spektren betrieben werden. Die Untersuchungen legen vielmehr den Schluss nahe, dass die Qualität des Spektrums, welches zur Randwerteingabe verwendet wird, direkt die Qualität der Berechnungsergebnisse beeinflusst. Auf die vorgeschlagene Zwischenschaltung eines Boussinesq-Wellenmodells (VAN GENT und DOORN, 2001), welches die nichtlinearen Transformationen im Übergangs- und Flachwasserbereich simuliert, kann daher für den Wellenauf- und -überlauf verzichtet werden. Die Untersuchungen im Rahmen dieses Projektes verwenden aus Messungen abgeleitete Spektren, mit denen gleich- und höherwertigere Ergebnisse im Vergleich zur Vorgabe der Wasserspiegelauslenkungen erzielt werden konnten. Nicht die Randwerteingabe mittels Spektren an sich führt also zu schlechteren Modellergebnissen; entscheidend ist die Güte der spektralen Randbedingung.

Der Vergleich mit einer Berechnungsformel für Wellenüberlauf von SCHÜTTRUMPF (in: OUMERACI et al., 2001) macht deutlich, welcher Qualitätssprung mit numerischen Modellen hinsichtlich der Berechnung von mittleren Überlaufraten erreicht werden kann. Die Ergebnisse empirischer Formeln weisen größere Fehler auf und haben darüber hinaus eine stärkere Streuung, die es nicht erlaubt, ein eng begrenztes Fehlermaß abzuschätzen. Hingegen zeigt sich, dass die mathematischen Modelle die mittleren Überlaufraten systematisch unterschätzen, wobei der Hauptanteil der Unterschätzung der modellinhärenten numerischen Dispersion zuzuschreiben ist. Da es sich jedoch um einen systematischen Fehler handelt, ist eine entsprechende Kalibrierung problemfrei und sicher möglich.

Die wesentlichen Ergebnisse der eindimensionalen Modelluntersuchungen sind:

- Generell sind Modelle auf Basis der Flachwassergleichungen in der Lage, Auflaufhöhe- und -intensität von individuellen Auflaufereignissen naturähnlich mit einer starken Korrelation zu den Messwerten wiederzugeben. Das Modell OTT-1D erzielt einen Korrelationskoeffizienten von $R = 0,81$, wenn der linke Modellrand in der Nähe des Wellenbrechpunktes liegt.
- Die Güte der numerischen Modelle bezüglich der Prognose von Überlaufraten ist besser als die von empirischen, aus physikalischen Modellen abgeleiteten Berechnungsformeln.
- Die besten Ergebnisse werden erzielt, wenn der seeseitige Modellrand möglichst nahe

am Brechpunkt liegt, hier ist dies mit dem Bauwerksfuß gleichgesetzt worden. Bei der Einspeisung von gemessenen Auslenkungen liegen die berechneten mittleren Überlaufraten im Mittel ca. 30 % niedriger als die gemessenen. Bei Verwendung von Spektren als Randwerte ist die Unterschätzung geringer und liegt bei etwa 10 %. Dabei zeigen die Modellergebnisse eine starke Korrelation, so dass von einer systematischen Abweichung ausgegangen werden kann, die auf die modellinhärente numerische Dispersion zurückzuführen ist. Diese führt dazu, dass eine zunehmende Unterschätzung der Überlaufraten bei größeren Modellgebieten zu beobachten ist.

- Die Modelle müssen nicht mit direkt gemessenen – in der Regel nichtlinearen – Wasserspiegelauslenkungen betrieben werden. Die Verwendung von Seegangsspektren – die dann als zufallsgesteuerte Aneinanderreihung linearer Wellenzüge am offenen Rand eingespeist werden – führt zu qualitativ gleich- oder sogar höherwertigen Ergebnissen. Voraussetzung ist, dass diese Spektren dem Flachwassereinfluss unterliegen, also annähernd in derselben Wassertiefe wie der Böschungsfuß des Bauwerkes bestimmt werden.
- Das Modell OTT-1D erzielt geringfügig bessere Ergebnisse als das Modell ODIF-LOCS. OTT-1D arbeitet stabiler und hat einen geringeren Rechenzeitbedarf, weshalb es sich für praktische Anwendungen empfiehlt.

7. Ausblick und zukünftige Forschung

Numerische Modelle auf Basis der Flachwassergleichungen werden sich zum Stand der Technik für Wellenauf- und -überlaufberechnungen entwickeln. Das Modellprinzip hat – trotz der physikalischen und numerischen Unzulänglichkeiten – seine grundsätzliche Tauglichkeit – auch bei Verwendung von Seegangsspektren als Randwerteingaben – bewiesen. Trotz des systematischen Modellfehlers können Flachwassermodelle nach entsprechender Kalibrierung zur Bestimmung von absoluten Überlaufraten genutzt werden. Der Kosten- und Zeitaufwand für numerische Modelluntersuchungen ist im Vergleich zu physikalischen Modellen viel geringer; wobei sich die Effizienz mit der Anzahl der zu untersuchenden Entwurfsalternativen noch vervielfältigt.

Die Validierung weiterer Parameter wie Schichtdicken und Strömungsgeschwindigkeiten ist möglich und wird in Zukunft angestrebt. Dies wird den Einsatzbereich der Modelle auf zukünftige Bemessungsverfahren erweitern. Zweidimensionale Untersuchungen sind im Forschungsprojekt „Optimierung von Deichprofilen – Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf“ KIS 03KIS032 ebenfalls durchgeführt wurden (NIEMEYER et al., 2004). Eine Validierung des zweidimensionalen Modells OTT-2D konnte aufgrund der Modellkonfiguration nicht durchgeführt werden. Zweidimensionale Modellanwendungen sind daher z. Zt. auf relative Aussagen im Rahmen von Variantenuntersuchungen beschränkt.

8. Danksagung

Dieser Artikel enthält Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt „Optimierung von Deichprofilen – Mathematische Modellierung von Wellenauf- und -überlauf“ (03KIS032) des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen, das vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert wurde. Die Autoren danken den Kollegen vom

Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig, insbesondere H. Schüttrumpf, für die Bereitstellung von Versuchsdaten aus dem KFKI-Forschungsvorhaben „Wellenüberlaufbelastung von Deichbinnenböschungen“ (03KIS009) und N. Ohle vom Franzius-Institut der TU Hannover für die Bereitstellung von Daten aus dem Forschungsprojekt „Schräger Wellenaufbau an Deichen und anderen Hochwasserschutzbauwerken“ (03KIS015, 03KIS016). Dank gilt auch den Kollegen R. Kaiser, D. Glaser, G. Münkewarf und A. van Hettinga der NLWKN-Forschungsstelle Küste für die vielfach gewährte Unterstützung.

9. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- BALDOCK, T. E. and SIMMONDS, D. J.: Separation of incident and reflected waves over sloping bathymetry, *Coastal Engr.* 38, pp 167–176, 1999.
- BOOIJ, N.; RIS, R. C. and HOLTHUIJSEN, L. H.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions. Part I, Model Description and Validation, *J. Geophys. Research*, 104, C4, 1999.
- BURCHARTCH, H. F. and HUGHES, S. A.: Coastal Engineering Manual, Fundamentals of design Chapter 5. Part VI, CERC, Waterways Experiment Station, US Army corps of Engineering, Vicksburg, USA, 2003.
- DEAN, R. G. and DALRYMPLE, R. A.: Water wave mechanics for engineers and scientists, *Advanced Series on Ocean Engineering*, Volume 2, World Scientific, Singapore, S. 368 ff., 1991.
- DE ROUCK, J.; BOONE, C. and VAN DE WALLE, B.: The optimisation of crest level design of sloping coastal structures through prototype monitoring and modelling (OPTICREST), Detailed scientific and technical report, MAST-project contract number: MAS3-CT97-0116, 2002.
- DE ROUCK, J.; GEERAERTS, J.; TROCH, P.; KORTENHAUS, A.; PULLEN, T. and FRANCO, L.: New Results on Scale Effects for Wave Overtopping at Coastal Structures, *Proc 5th Int. Conference on Breakwaters*, 2005.
- DODD, N.: A numerical model of wave run-up, overtopping and regeneration. *ASCE J Waterways, Port, Coastal and Ocean Eng.* 124, pp 73–81, 1998.
- HU, K.; MINGHAM, C. G. and CAUSON, D. M.: Numerical simulation of wave overtopping of coastal structure using the non-linear shallow water equation, *Coastal Engineering*, Vol. 41: pp 433–365, 2000.
- HUBBARD, M. E. and DODD, N.: Anemone: OTT-2D – A User Manual, Report TR 65, HR Wallingford, 2000.
- HUBBARD, M. E. and DODD, N.: A 2-D numerical model of wave runup and overtopping, *Coastal Eng.*, 47, 1–26, 2002.
- MADSEN, D. S. and WHITE, S. M.: Reflection and transition characteristics of porous rubble mound breakwaters, Report No. 207, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1975.
- MEI, C. C.: The applied dynamics of ocean surface waves, *Advanced Series on Ocean Engineering* Volume 1, World Scientific, Singapore, S. 764, 1989.
- NIEMEYER, H.; KAISER, R. u. WITTING, M.: Abschlußbericht zum KfKI-Forschungsvorhaben „Optimierung von Deichprofilen“, Projektnummer: 03KIS032, unveröffentlicht, Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technik, 2004.
- NIEMEYER, H.; SCHULZ, D.; KAISER, R.; MÖLLER, J.; SCHÜTTRUMPF, H.; PULLEN, T. and VAN GENT, M. R. A.: Validation of mathematical modeling of wave overtopping on dykes, *Proc. ICCE 2002*, Cardiff, 2002.
- OUIMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W. and MÖLLER, J.: Physical Model Tests on Wave Overtopping with Natural Sea States. LWI-Report No. 852, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig, 2000.
- OUIMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J. and KUDELLA, M.: Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping, LWI-Report No. 858, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig, 2001.
- OUIMERACI, H.: Strengths and limitations of physical modelling in coastal engineering – synergy

- effects with numerical modelling and field measurements. Proceedings Hydralab Workshop on Experimental Research and Synergy Effect with Mathematical Models, Evers, K.-U., Grüne, J., Van Os, A. (eds.), Hannover, Germany, pp. 7–38, 1999.
- PEREGRINE, D. H.: Equations for water waves and the approximation behind them, In *Waves on Beaches and Resulting Sediment Transport*, ed. R. E. Meyer, 95–121, 1972.
- RICHARDSON, S. R.; INGRAM, D. M.; MINGHAM, C. G. and CAUSON, D. M.: On the validity of the shallow water equations for violent wave overtopping. *Waves 2001 4th Int Symp. on Ocean Measurement and Analysis*, San Francisco, California, 2001.
- RIS, R. C.; HOLTHUIJSSEN, L. H. and BOOIJ, N.: A Spectral Model for Water Waves in the Near Shore Zone, *Proc. 24th Intern. Conf. on Coast. Engrg.*, Kobe/Japan, ASCE, New York, 1995.
- SHAO, S.; JI, C.; GRAHAM, D. I.; REEVE, D. E.; JAMES, P. W. and CHADWICK, A. J.: Simulation of wave overtopping by an incompressible SPH model, *Coastal Engineering*, Vol. 53, No. 9 pp. 723–736, 2006.
- SAVILLE, T.: Laboratory data on wave run up and overtopping on shore structures. Dayton, Ohio, U.S. Army, Beach Erosion Board, Document Service Centre, No. 64, 1955.
- SCHÄFFER, H. A.; DEIGAARD, R., MADSEN, P.: A Two-Dimensional Surf Zone Model Based on the Boussinesq Equations. *Proc. Of the 23rd Int. Conf. On Coastal Engineering (ICCE)*, Venice, 1992.
- SCHRÖTER, A.: Nichtlineare zeitdiskrete Seegangssimulation im flachen und tiefen Wasser. Dissertation, Inst. für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, Bericht Nr. 42, Hannover, 1995.
- SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – experimentelle und theoretische Untersuchungen, Fachbereich Bauingenieurwesen, TU Braunschweig, Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau, LWI, Braunschweig, Germany, Heft 149, S. 1–124, 2001.
- SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; OUMERACI, H.; GRÜNE, J. and WEISSMANN, R.: Effects of Natural Sea States on Wave Overtopping of Seadikes. *Proceedings Waves 2001 Conference*. San Francisco, S. 1565–1574, 2001.
- SCHULZ, K.-P.: Maßstabeffekte beim Wellenaufbau auf glatten und rauen Böschungen. Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität, LWI, Braunschweig, Germany, Heft 149, S. 1–124, 1992.
- STRYBNY, J. and ZIELKE, W.: Extended Eddy-Viscosity-Concept for Wave Breaking in Boussinesq Type Models *Proc. Of the 27th Int. Conf. On Coastal Engineering (ICCE)*, Sydney, 2000.
- STRYBNY, J.: Ein phasenauflösendes Seegangmodell zur Ermittlung von Bemessungsparametern für Küstenstrukturen, Bericht 69/2004, Inst. für Strömungsmech. und elektr. Rechnen im Bauwesen, Uni Hannover, 2004.
- VAN DER MEER, S. W. and JANSSEN, J. P. F. M.: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. Published in: *Wave Forces inclined and Vertical Structures*. Ed. Z. DEMIRBILEK. pp 1–27, 1995.
- VAN DER MEER, S. W.; TÖNJES, P. and DE WAAL, J. P.: A code for dike height and design and examination. *Proc. Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters*. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, London, 1998.
- VAN GENT, M. R. A.: The modeling of wave action on and in coastal structures, *Coastal Engr.* Vol. 22 No 3./4, 1994.
- VAN GENT, M. R. A.: Wave Interaction with permeable Coastal Structures. Dissertation. Delft Hydraulics Pres., 1995.
- VAN GENT, M. R. A. and DOORN, N.: Numerical model simulations of wave propagation and wave run-up on dikes with shallow foreshores, *Proc. Coastal Dynamics 2001*, 2001.
- WARD, D. L.; WIBNER, C. G. and ZHANG, J.: Runup on coastal revetments under the influence of onshore wind. *Journal of Coastal Research*, 14(4), 1325–1333. ISSN 0749-0208, 1998.
- WEISSMANN, R. u. RICHWIEN, W.: Bodenmechanische Prozesse beim Wellenüberlauf über Deiche, *GEOLEX* (2003) Heft 3, S. 5–10, 2003.
- WESTON, B. P.; BORTHWICK, A. G. L.; TAYLOR, P. H.; HUNT, A. C. and STANSBY, P. K.: The performance of a hybrid Boussinesq model on wave runup and overtopping predictions for coastal structures, *Proc. Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters*. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, 2005.

- WITTING, M.; ZANKE, U. and MEWIS, P.: Twodimensional deterministic modeling of waves at the coast of the island Sylt (German-Bight), Proceedings of Advances in Hydrosience and Engineering; Volume 5, Cottbus/Berlin, 1998.
- WITTING, M.; KAISER, R.; SCHÜTTRUMPF, H. and NIEMEYER, H. D.: Use of nonlinear shallow water wave overtopping model for seawall and dyke design: Validation and comparison studies. Proc. Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters. (Ed. N.W.H. Allsop) Thomas Telford, 2005.

Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste

Von JÜRGEN JENSEN, CHRISTOPH MUDERSBACH, SYLVIN H. MÜLLER-NAVARRA,
INGRID BORK, CHRISTIAN KOZIAR und VOLKER RENNER

Z u s a m m e n f a s s u n g

Die Kenntnis der Eintrittswahrscheinlichkeiten bestimmter Sturmfluthöhen ist wesentliche Voraussetzung für ein vorausschauendes Küstenrisikomanagement. Im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten (MUSE)“ wurden beobachtete Extremwasserstände und modellierte Extremereignisse statistisch analysiert. Die Modellsimulationen wurden mit Modellketten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) und des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) durchgeführt. Die statistische Einordnung der modellierten und beobachteten Wasserstände erfolgte am Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen. Die Ergebnisse zeigen, dass in der Nordsee Sturmflutwetterlagen möglich sind, die an den Küsten der Deutschen Bucht zu Wasserständen führen, die bis zu 1,4 m über den bisherigen höchsten Beobachtungsdaten liegen. Mit diesen modellierten Wasserständen kann die Einordnung extremer Sturmflutscheitelwasserstände hinsichtlich ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit verbessert werden.

S u m m a r y

Knowledge of the probability of occurrence of certain storm surge levels is indispensable to long-term flood and coastal risk management. Within the framework of the KFKI research project „Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten“ (MUSE – Model-backed investigations of storm surges with very low probabilities of occurrence), observed extreme water levels and modelled extreme events were analysed statistically. The model simulations were carried out using modelling chains of the German Weather Service (DWD) and Federal Maritime and Hydrographic Agency of Germany (BSH). The statistical evaluation of the modelled and observed water levels was made at Siegen University's Research Center for Water and Environmental Engineering (fwu). The results show that weather conditions may occur in the German North Sea region which may lead to storm surge levels exceeding the maximum levels observed so far by up to 1.4 m. On the basis of these modelled water levels, it will be possible to improve the evaluation of extreme storm surge peak water levels with respect to their probability of occurrence.

K e y w o r d s

North Sea, statistical analysis, wind surge, probabilities, extreme events, risk management

I n h a l t

1. Einleitung	124
2. Meteorologie des Windfeldes	127
2.1 Voraussetzungen	127
2.2 Die verwendeten NWV-Modellsysteme	127
2.3 Bedingungen für Sturmfluten	128
2.4 Experimente	129
2.5 Sturmflut vom 16./17. Februar 1962	131
2.6 Bewertung der meteorologischen Ergebnisse	136
3. Wasserstandsmodellierung	136
3.1 BSH-Modellsystem	136
3.2 Ausgangsdaten und Vorgehen	137
3.3 Windschubspannung	137
3.4 Analyse der extremen Sturmfluten	140
3.4.1 Definition	141
3.4.2 Sturmflut vom Windstautyp: 1962 EPS26	141
3.4.3 Maximaler Effektivwind: 1999 EPS05	142
3.4.4 Extremer Stau bei NW: 1990 EPS20	144
3.4.5 Die extreme Sturmflut: 1976 EPS45	145
3.4.5.1 Fernwelle	146
3.4.5.2 Windstau	146
3.4.5.3 Scheitelwasserstand und Windschubansatz	148
3.4.5.4 Einordnung	150
3.5 Bewertung der hydrodynamischen Ergebnisse	151
4. Extremwertstatistik	152
4.1 Grundlagen der Extremwertstatistik	152
4.2 Definition des Begriffs Wahrscheinlichkeit	153
4.3 Beschreibung des ProMUSE-Verfahrens	154
4.4 Datengrundlagen	156
4.5 Parameter der Verteilungsfunktion	157
4.6 Auswertungen für den Pegel Cuxhaven	157
4.7 Bewertung der Ergebnisse der Extremwertanalyse	160
5. Zusammenfassende Bewertung	162
6. Ausblick und weiterer Forschungsbedarf	164
7. Danksagung	164
8. Schriftenverzeichnis	165

1. E i n l e i t u n g

Sturmfluten an Küsten sind Naturereignisse, die in unregelmäßigen Abständen mit unterschiedlicher Intensität auftreten. Die drei größten Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste im letzten Jahrhundert traten in den Jahren 1962, 1976 und 1999 auf, wobei die Sturmflut von 1976 mit einem Sturmflutscheitelwasserstand von 5,10 m NN am Pegel Cuxhaven in der Elbmündung die höchste war. Demgegenüber hat die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 in Hamburg weitaus größere Schäden und 315 Todesopfer gefordert, obwohl der Sturmflutscheitelwasserstand am Pegel Cuxhaven mit 4,95 m NN um 15 cm niedriger ausfiel, als im Jahr 1976.

Ausgelöst durch das Sturmtief „Anatol“ im Dezember 1999 sind jüngst wieder Fragen nach maximalen Höhen von Sturmfluten laut geworden. Das Orkantief „Anatol“ stellt einen der stärksten Stürme des 20. Jahrhunderts in Süddänemark dar. Untersuchungen zeigten, dass bei südlicherer Zugbahn und leicht modifiziertem zeitlichem Ablauf die Wasserstände in der Deutschen Bucht um 1,5 bis 2 m höher hätten eintreten können (DICK, 2000).

Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste treten in der Regel bei Stürmen aus nordwestlicher Richtung auf, wenn die Windgeschwindigkeit mehr als 20 m/s beträgt. Ab einem Wasserstand von 1,5 m über dem mittleren Hochwasser (MHW) wird von einer Sturmflut gesprochen, bei 2,5 bis 3,5 m über MHW ist es eine schwere Sturmflut und ab 3,5 m über MHW eine sehr schwere Sturmflut.

Grundsätzlich lassen sich zwei Typen von Nordsee-Sturmfluten unterscheiden. Beim Windstautyp weht der Wind lange aus nordwestlicher Richtung und staut damit das Wasser in der südöstlichen Nordsee an. Sturmfluten vom Windstautyp sind gut vorhersagbar und es können Vorwarnzeiten von 18–24 Stunden angegeben werden. Der Zirkulartyp ist hingegen deutlich komplizierter vorherzusagen, da hier ein kleines Orkantief mit hoher Geschwindigkeit über die Britischen Inseln zieht und sich über der Nordsee verstärkt. Die Vorwarnzeit kann dabei lediglich wenige Stunden betragen (MÜLLER-NAVARRA, 2005).

Der Sturmflut- bzw. Hochwasserschutz hat in Küstengebieten oftmals eine existenzielle Bedeutung. Bei allen Hochwasserschutzmaßnahmen muss deutlich gemacht werden, dass das Wort „Schutz“ irreführend sein kann, da es keinen 100%-igen Schutz geben kann. Bei allen Betrachtungen und Maßnahmen bleibt ein Restrisiko, welches es zu quantifizieren und entsprechend der Nutzung des Gebietes zu minimieren gilt.

Zur Einführung eines Küstenrisikomanagements und der Quantifizierung des Restrisikos ist die Kenntnis über die Höhe von sehr extremen Sturmfluten und deren zugeordnete Eintrittswahrscheinlichkeit von entscheidender Bedeutung. Die Verfahren zur Bestimmung dieser Wahrscheinlichkeiten stammen aus dem Bereich der mathematischen Statistik. Mit Hilfe dieser Verfahren kann aus den vorhandenen Zeitreihen auf die Überschreitungswahrscheinlichkeit von Sturmfluten geschlossen werden. Diese Verfahren haben jedoch Grenzen; so lässt sich z.B. ein Wasserstand mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit (auch: Überschreitungswahrscheinlichkeit) von $P_{\bar{U}} = 10^{-3}/a$ (Jährlichkeit $T = 1.000$ Jahre) nicht ohne weitere Informationen aus einer beobachteten Zeitreihe von 100 Jahren statistisch sicher schätzen, da eine Extrapolation der Verteilungsfunktion auf das 2- bis 3-fache des Beobachtungszeitraumes begrenzt ist (DVWK, 1999). Eine Verbesserung kann erreicht werden, wenn neben den rein mathematischen Ansätzen physikalisch begründete Informationen im Bereich der seltenen Ereignisse zur Verfügung stehen.

Um Aussagen über die Höhe und Eintrittswahrscheinlichkeit sehr seltener Sturmfluten ($P_{\bar{U}} < 10^{-3}/a$) ableiten zu können, wurde 2002 das dreijährige Forschungsvorhaben „Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten (MUSE)“ genehmigt, das vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) finanziert und durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) fachlich begleitet wurde (JENSEN et al., 2005).

Das Forschungsvorhaben MUSE war ein Kooperationsvorhaben zwischen dem Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen, dem Deutschen Wetterdienst (DWD, Offenbach) und dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH, Hamburg). Das Untersuchungsgebiet war die Nordsee und speziell die Deutsche Bucht (Abb. 1).

Das Forschungsvorhaben wurde in drei Stufen bearbeitet, die wechselseitig ineinander griffen:

a) Deutscher Wetterdienst (DWD)

Der DWD berechnete mit eigenen numerischen Vorhersagemodellen und mit Modellen des Europäischen Zentrums für mittelfristige Wettervorhersage (EZMW) physikalisch mögliche Wetter- bzw. Windsituationen, die zu außergewöhnlichen Sturmfluten in der Deut-

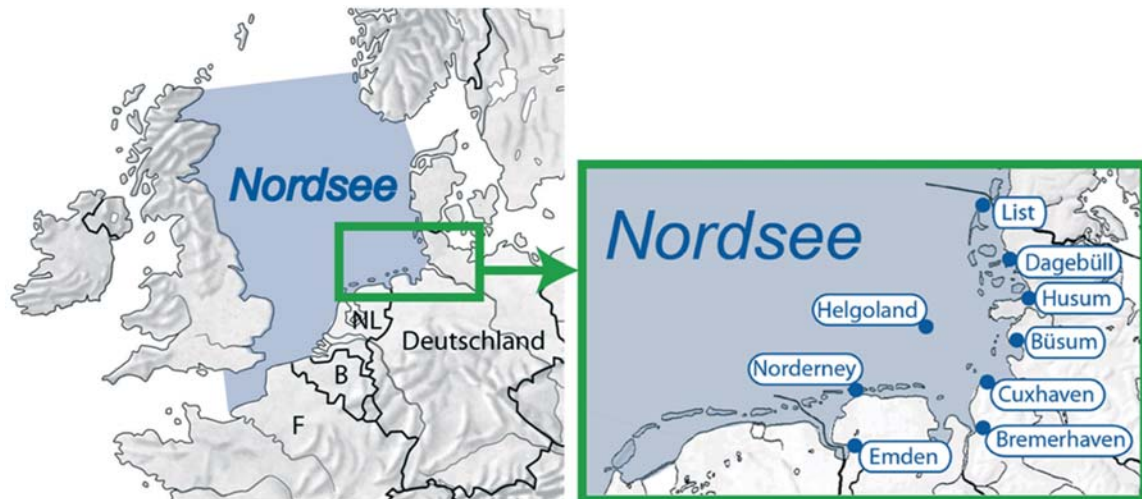


Abb. 1: Untersuchungsgebiet des Forschungsvorhabens MUSE

schen Bucht führen könnten. Hier ist wichtig zu beachten, dass alle Berechnungsergebnisse physikalisch konsistent sind, d.h. es wurden keine „künstlichen“ Wettersituationen konstruiert, sondern Wetterentwicklungen simuliert, die auf realistischen Anfangswerten basieren.

b) Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH)

Die vom DWD berechneten Wetter- und Windsituationen wurden zum BSH transferiert, wo dann resultierende Wasserstände und Windstauwerte an verschiedenen Küstenstandorten berechnet wurden. Auch hier wurden physikalisch konsistente numerische 2D- und 3D-Wasserstandsvorhersagemodelle verwendet, die im operationellen Sturmflutvorhersagebetrieb zum Einsatz kommen. Ein besonderer Arbeitsschwerpunkt des BSH lag in der Auswahl eines geeigneten Windschubspannungsansatzes für die teilweise sehr hohen Windgeschwindigkeiten bis über 30 m/s.

c) Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu)

Das fwu übernahm die statistische Auswertung und Einordnung der berechneten Wasserstandswerte und erarbeitete ein statistisches Verfahren, mit dem eine Verknüpfung der modellierten Extremwerte mit den beobachteten Daten erreicht werden konnte. Bei dem entwickelten Verfahren können physikalisch begründete Annahmen zu oberen Grenzwerten berücksichtigt werden. Damit ist die Abschätzung von Ereignissen mit sehr kleinen Eintrittswahrscheinlichkeiten objektiver.

Zum KFKI-Forschungsvorhaben MUSE liegt ein umfangreicher Abschlussbericht vor, aus dem hier die wesentlichen Ergebnisse ausführlich erläutert werden. Im Abschlussbericht finden sich weitere Einzelheiten und insbesondere zusätzliche Tabellen und Abbildungen, die in diesem Beitrag nicht berücksichtigt werden konnten. Der Abschlussbericht des Forschungsvorhabens kann als PDF-Datei beim fwu angefordert werden.

2. Meteorologie des Windfeldes

2.1 Voraussetzungen

Es hat bereits Anfang der achtziger Jahre Ansätze gegeben, mit deterministischen Verfahren Extremsturmfluten zu berechnen. So wurden für eine Studie von HEWER (1980) durch einen erfahrenen Synoptiker des DWD aus verschiedenen beobachteten Sturmweatherlagen die sturmflutförderlichsten Komponenten extrahiert und in neuen künstlichen Wetterlagen so kombiniert, dass sich extreme, aber nicht undenkbbare Wetterentwicklungen ergaben. Diesen wurden anschließend mit Hilfe eines 2-dimensionalen Wasserstandsmodells maximale Wasserstände zugeordnet.

Studien auf der Basis von konstruierten Wetterlagen können angezweifelt werden. Die Wetterlagen sind zwar denkbar, jedoch physikalisch nicht ableitbar. Außerdem erlaubten die bisherigen Arbeiten keinerlei Aussagen zur Wahrscheinlichkeit derartiger Szenarien und sind daher für Küstenschutzplanungen zunächst nicht verwertbar.

In dieser Hinsicht verfolgt das Projekt MUSE einen erweiterten Ansatz: Zur Erzeugung von Sturmflutwetterlagen kommen numerische Simulationsmodelle zum Einsatz. Auf diese Weise ist es möglich, für jeden beobachteten Termin eine ganze Reihe physikalisch möglicher Wetterlagen zu erzeugen. Dies kommt zum einen dadurch zustande, dass für jedes Zieldatum mehrere Vorhersagen mit unterschiedlichen Startterminen und Vorhersagelängen gerechnet werden können. Zum anderen lassen sich auch direkt durch kleine Veränderungen an den Anfangsdaten eines Vorhersagemodells, welche die möglichen Variationen des Startzustandes innerhalb der Analysengenauigkeit widerspiegeln, weitere meteorologisch sinnvolle Wetterlagen für einen bestimmten Zielzeitpunkt berechnen. Aus diesem Spektrum an Wetterlagen werden anschließend die Simulationen mit dem größten Sturmflutpotential herausgesucht und für die Versorgung von Ozeanmodellen mit Antriebsdaten genutzt.

2.2 Die verwendeten NWV-Modellsysteme

Modellentwicklung ist ein fortlaufender Prozess, in den aktuelle wissenschaftliche Entwicklungen sowie das Wissen über bestehende Modelldefizite einfließen. So wird beim DWD und beim EZMW kontinuierlich daran geforscht, die operationellen Modellvorhersagen zu verbessern. Die sich daraus ergebenden Änderungen am Modellcode werden über ein Versionskontrollsystem verwaltet und in regelmäßigen Abständen zu einer neuen Modellversion vereint. Für gewöhnlich finden solche Versionswechsel mehrmals pro Jahr statt. Sie dienen also dazu, neue oder verbesserte Verfahren im Bereich der Datenassimilation, der Numerik und der physikalischen Parametrisierung in das Modellsystem einzubeziehen sowie neuartige Beobachtungsdaten für die Vorhersage nutzbar zu machen.

Grundsätzlich wurden alle Simulationen mit Hilfe einer Modellkette, bestehend aus einem globalen und einem darin eingebetteten regionalen Atmosphärenmodell, realisiert. Als regionales Modell kam das Lokal-Modell (LM) des Deutschen Wetterdienstes zum Einsatz. Als globales Modell wurde hingegen entweder das Global-Modell des DWD (GME) oder das Integrated Forecast System (IFS) des EZMW (Reading, UK) verwendet. Dabei wurde das IFS immer in Form des Ensemble Prediction Systems (EPS) genutzt. Das EPS ist eine Erweiterung des IFS, mit dem, ausgehend von einem bestimmten Starttermin, mehrere IFS-Modellvorhersagen berechnet werden können. Dieses meist 50 alternative Vorhersagen umfassende Prognosespektrum wird dadurch erzeugt, dass den Anfangsbedingungen zufällige,

im Bereich der Unsicherheiten des ungestörten Anfangszustandes liegende Variationen aufgeprägt werden. Nähe Informationen zu dem EPS sind z.B. in BUIZZA et al. (1999) enthalten.

2.3 Bedingungen für Sturmfluten

Für das Projekt MUSE sind primär solche Fälle interessant, bei denen Vorhersagemodelle Wetterlagen simulieren, die im Bereich der Deutschen Bucht zu einem außergewöhnlich starken Hochwasser führen würden. Solche Lagen sind gekennzeichnet durch starke und/oder lang anhaltende westliche Winde und einen dadurch bewirkten Windstau bzw. Wasserpiegelanstieg an der Küste. Der entscheidende Modellparameter ist demnach der Wind in 10 m Höhe über der Wasseroberfläche. Sturmfluten werden unter den folgenden Bedingungen erwartet:

Gebiet:	Innere Deutsche Bucht (53,8 – 54,75 ° n. Br., 7,5 – 9,0 ° ö. L.)
Windrichtung:	WSW – NNW (247,5 ° – 337,5 °)
Windstärke:	ab 8 Bft (> 17 m/s)
Entwicklung:	von SW auf NW drehend
Zeitskala:	ca. 3 Stunden vor astronom. Hochwassereintrittszeit.

Um dies objektiv und auf einen Blick beurteilen zu können, wurde eine aus Windstärke und Windrichtung zusammengesetzte Größe definiert: der Effektivwind. Er wurde festgelegt als Anteil des 10-m-Windes, der aus Richtung 295° kommt (Abb. 2). Diese Windrichtung wurde in einer empirischen Studie als diejenige Richtung ermittelt, bei der der Windstau in der Deutschen Bucht bei sonst gleicher Windgeschwindigkeit maximal wird (MÜLLER-NAVARRA und GIESE, 1999). Im Flächenmittel über die Deutsche Bucht ist der Effektivwind demzufolge ein Maß dafür, wie stark sich durch den Wind das Wasser an der Küste der Deutschen Bucht aufstaut. Somit kann er im Rahmen dieses Forschungsvorhabens als erste Orientierung für das Sturmflutpotential einer Wettersituation herangezogen werden.

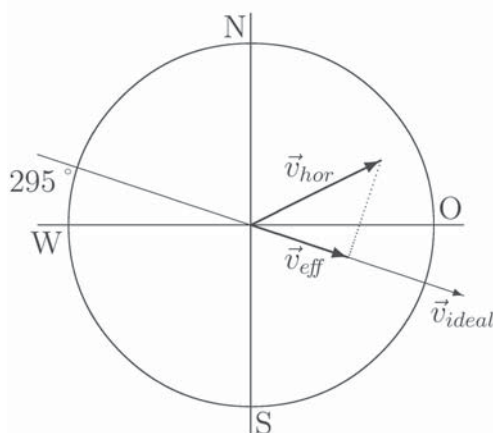


Abb. 2: Definition des Effektivwindes durch vektorielle Zerlegung des Wind-Vektors

2.4 Experimente

Im Einzelnen wurde auf Seiten des DWD nach der folgenden Vorgehensweise verfahren:

1. Zeitraum und Intervall für EPS-Starttermine festlegen,
2. EPS-Experimente durchführen,
3. Identifizierung der EPS-Member mit den stärksten Effektivwinden über der Deutschen Bucht,
4. Neuberechnung dieser Member mit vollständiger Archivierung der Ergebnisse und
5. Übergabe von IFS/LM-Daten an das BSH.

Die Auswahl der Zeiträume erfolgte in enger Zusammenarbeit mit dem BSH. Die Basis bildete dabei eine Liste mit den höchsten Pegelständen der letzten 50 Jahre für verschiedene Beobachtungsorte an der deutschen Nordseeküste, die mit Hilfe des BSH-Archivs zusammengestellt wurde. Daraus wiederum wurden die extremen Sturmfluten herausgesucht, wobei die Kriterien der Absolutwert des Wasserstandes sowie die Dauer des erhöhten Pegelstandes waren. Diese Liste wurde zuerst unter den am Projekt beteiligten Wissenschaftlern und später mit der begleitenden KFKI-Projektgruppe diskutiert und optimiert. Die ausgewählten Sturmfluten sind in Tabelle 1 dargestellt.

Somit waren sechs Experimente mit dem EPS notwendig. Jedes dieser EPS-Experimente besteht dabei aus mehreren EPS-Simulationen, wobei wiederum jede EPS-Simulation aus 50 einzelnen IFS-Simulationen, dem eigentlichen Ensemble besteht. Alle IFS-Simulationen eines EPS-Experiments zusammen bilden dann ein Super-Ensemble. Die EPS-Simulationen eines EPS-Experiments unterscheiden sich also primär durch ihren Starttermin, wohingegen die 50 IFS-Simulationen alle den gleichen Starttermin haben. Dies wird durch Abb. 3 anhand des EPS-Experiments zur 1976er-Sturmflut veranschaulicht. Jeder diagonale Pfeil in der Grafik stellt darin eine EPS-Simulation mit 50 Ensemble-Membern dar.

Tab. 1: Ausgewählte Sturmfluten mit Pegelstandsmaxima für Cuxhaven

Zeitpunkt [MEZ]	Pegelstand [m NN]
16.02.1962, 22:40	4,95
23.02.1967, 23:20	3,99
03.01.1976, 14:20	5,10
27.02.1990, 01:42	4,44
28.01.1994, 13:08	4,51
03.12.1999, 20:18	4,53

Die Auswahl der Zeiträume ist bestimmt durch die Startzeitpunkte sowie die Länge der Simulationen. Beides wurde für die MUSE-Experimente so gewählt, dass der mit Simulationen abgedeckte Zeitbereich sich von ca. 96 Stunden vor dem Pegelstandsmaximum bis mindestens 12 Stunden danach erstreckt. Dadurch ist in jedem Fall gewährleistet, dass der Zeitbereich, für den die Unterschiede zwischen den gestörten und der ungestörten Vorhersage systembedingt maximal sind, überdeckt wird. Für die sechs durchzuführenden EPS-Experimente ergibt sich dementsprechend die in Tab. 2 dargestellte Grundkonfiguration.

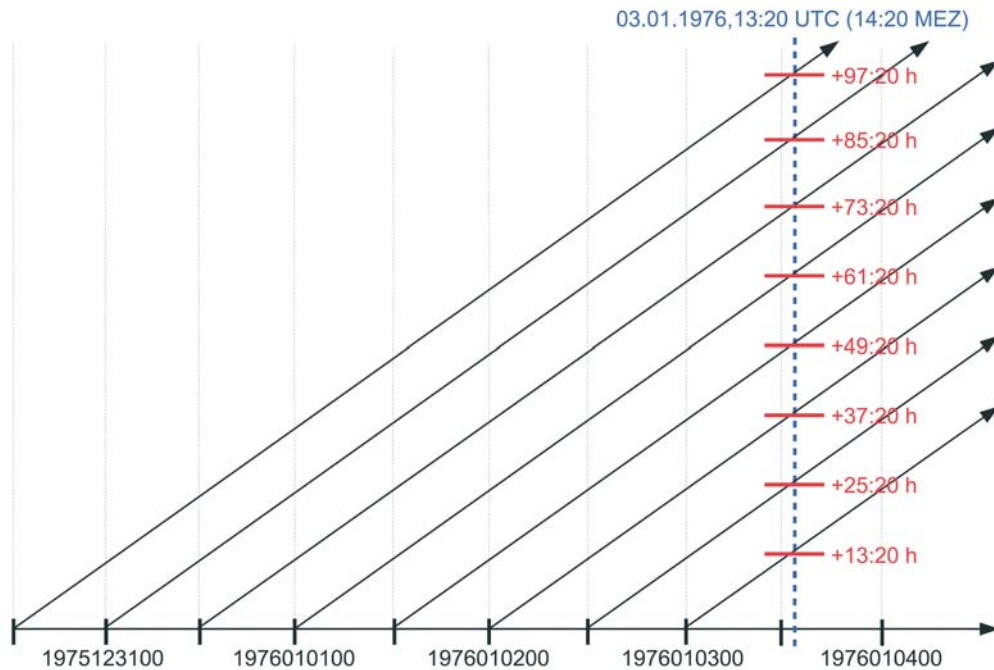


Abb. 3: Prinzip eines EPS-Experiments anhand der Sturmflut vom 3. Januar 1976; die Beschriftung der horizontalen Zeitachse am unteren Bildrand ist im Format "YYYYMMDDHH", wobei YYYY = Jahr (4-stellig), MM = Monat (2-stellig), DD = Tag (2-stellig), HH = Stunde (2-stellig), wobei als Referenzzeit UTC gewählt wurde

Tab. 2: Zeitfenster und Intervall geeigneter MUSE-Extremwetterlagen zur Bearbeitung mit dem EPS

Experiment-Reihenfolge	Startzeitpunkte Von	Bis	Intervall	Member-Anzahl
1	1962021112	1962021512	12 h	9 × 50
2	1975123012	1976010300	12 h	8 × 50
3	1999112900	1999120318	6 h	20 × 50
4	1967022000	1967022318	6 h	16 × 50
5	1994012418	1994012812	6 h	16 × 50
6	1990022300	1990022800	6 h	21 × 50

Für die Experimente Nr. 1 und 2 wurde ein Startintervall von 12 Stunden gewählt. Für die restlichen Experimente wurde das Startintervall auf sechs Stunden halbiert. Dadurch verdoppelt sich die Anzahl der durchgeführten Simulationen. Somit steigt die Wahrscheinlichkeit, dass im Super-Ensemble eine Simulation mit extremen Windverhältnissen über der Deutschen Bucht enthalten ist. Allerdings steigt dadurch auch der Bedarf an Rechnerressourcen.

Die Startzeitpunkte selbst können nicht beliebig gewählt werden, da die Modellstartzustände unmittelbar auf Modellanalysen basieren. So liegen die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens benutzten EZMW-Analysen lediglich alle sechs Stunden vor. Diese Zeiten stellen also gleichzeitig die vier möglichen Startzeiten pro Tag für EPS-Simulationen im Rahmen von MUSE dar.

Im Folgenden wird der praktische Einsatz der MUSE-Modellkette am Beispiel der Sturmflut von 1962 beschrieben. Anschließend werden die Ergebnisse aller gerechneten Experimente zusammengefasst.

2.5 Sturmflut vom 16./17. Februar 1962

Am 16./17. Februar 1962 brach über die deutsche Nordseeküste die schwerste Sturmflut seit über 100 Jahren herein. Orkanböen bis 200 Kilometer pro Stunde und um mehrere Meter erhöhte Tidewasserstände ließen die Deiche an der Küste, an der Elbe und Weser brechen. Ursache war das Orkantief „Vincinette“, das später über Skandinavien hinweg zur Ostsee zog und das Wasser der Nordsee in der Deutschen Bucht aufstaute (NDR, 2004). Die 1962er-Sturmflut fällt unter die Kategorie „Skandinavien-Typ“. Bei dieser Art von Sturmfluten werden die besonders hohen Wasserstände durch die lange Dauer stauintensiver Winde aus nordwestlicher Richtung erreicht (vgl. PETERSEN und RHODE, 1991).

Um einen besseren Überblick über die Entwicklung der Wetterlage zu bekommen, wurden die für jeweils 00:00, 06:00, 12:00 und 18:00 UTC vorliegenden EZMW-Re-Analysen vom 15. bis 17. Februar visualisiert. D. h., es wurden für die aus dem ERA-40-Projekt (KALNAY et al., 1996) stammenden Felder des Windes in 10 m über Grund und des auf NN reduzierten Luftdruck Grafiken erstellt, die einen synoptischen Überblick über die Wetterlage vermitteln. Stellvertretend für alle erstellten Grafiken sind an dieser Stelle zwei Modellanalysen sowie die zeitlich zugehörigen Bodenwetterkarten aufgeführt (siehe Abb. 4).

Bereits Tage vor der Sturmflut zogen mehrere Sturmtiefs vom Seegebiet südlich von Island zur nördlichen Nordsee und weiter nach Skandinavien. Die eigentliche Geburt des Orkantiefs begann etwa am 14. Februar 1962. Grönlandkaltluft spaltete von einem Tief nahe

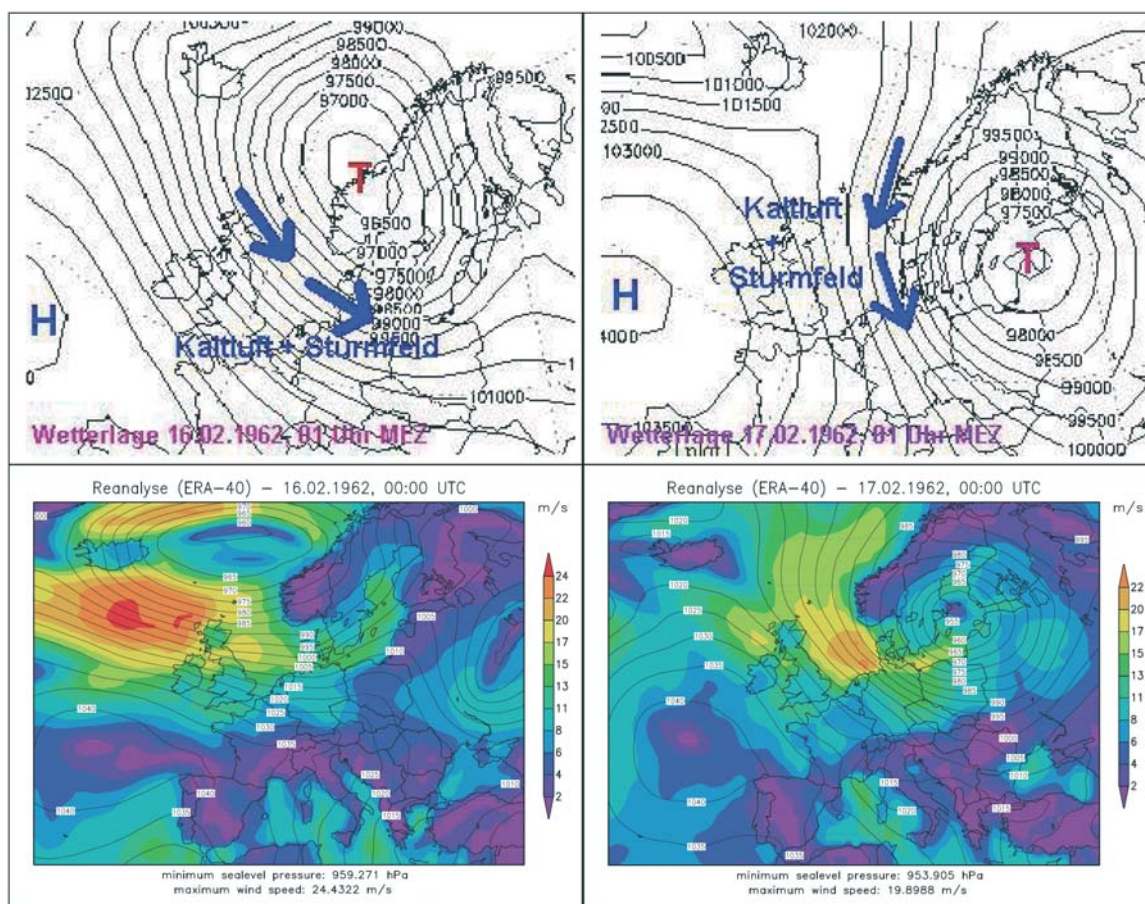


Abb. 4: Bodenwetterkarten + Re-Analysen für den 16. und 17. Februar 1962, jeweils 00:00 UTC; bei den Re-Analysen wurde zusätzlich zu den Isobaren das 10-m-Windfeld geplottet

Island ein kleines Teiltief ab, das sich danach verstärkte und als Schnellläufer mit einem breiten Niederschlagsband aus gewittrigen Regenschauern, Schneeregen und Graupel südostwärts zog. Am Morgen des 16. Februar erreichte es mit einem Kerndruck von nur 950 hPa Südkandinavien. In der nachfolgenden Nordmeerkaltluft steigerte sich über der Nordsee der Nordwest-Sturm allmählich zum Orkan.

Die Bordwetterwarte des Fischereischutzbootes „Meerkatze“ meldete inmitten der Nordsee gegen 13 Uhr Windstärke 11 (28,5–32,7 m/s), um 19 Uhr dann bereits Orkan-Windstärke 12 ($> 32,7$ m/s). Das norwegische Wetterschiff „Eger“ geriet in Seenot. Hinter der deutschen Küstenlinie und in Hamburg traten in der Nacht mehrmals Orkanböen auf. Die mittleren Windgeschwindigkeiten lagen jedoch deutlich niedriger; das eigentliche Hauptsturmfeld zog glücklicherweise weiter nördlich vorbei. Trotzdem behinderten die anhaltenden, massiven Nordwestwinde des Orkans ab Nachmittag des 16. Februar das Zurückströmen des Elbewassers in die Deutsche Bucht in fataler Weise. Dadurch erreichte das nächste Hochwasser in der Nacht dann auch diese katastrophale Höhe, was zu der Elbe-Flutwelle mit den verheerenden Auswirkungen für Hamburg führte.

Die Wetterlage vom 16./17. Februar 1962 wurde bereits im Vorfeld von MUSE mit Hilfe numerischer Modelle untersucht. Dazu wurden am EZMW auf Anfrage des DWD Re-Analysen für den Zeitbereich vom 9. Februar 1962, 18:00 UTC bis 20. Februar 1962, 12:00 UTC im 6-Stunden-Abstand erstellt (JUNG et al., 2004). Diese 44 Re-Analysen wurden dann zur Bereitstellung von Anfangsdaten für das GME des DWD genutzt. Die auf diese Weise zustande gekommenen GME-Simulationen wurden wiederum zur Randsteuerung des LM genutzt. Die Ergebnisse dieser Atmosphärenmodelle wurden zum BSH transferiert und dort als Antriebsdaten für die Wasserstandsmodelle genutzt (MÜLLER-NAVARRA et al., 2006).

Das eigentliche EPS-Experiment für die 1962er-Sturmflut besteht aus neun EPS-Läufen zu je 50 Membern. Die Vorhersagezeit für alle Member des Experiments betrug konstant 240 Stunden. Die ersten 50 Member haben zum Zeitpunkt des realen Pegelstandsmaximums eine Vorhersagelänge von 129 h 40 min, die letzten 50 Member dagegen nur noch 33 h 40 min. Insgesamt resultieren aus diesem Experiment $9 \times 50 = 450$ IFS-Simulationen. Um eine Übersicht über alle Läufe zu bekommen und vor allem um abschätzen zu können, welche Member des Super-Ensembles für das Projekt interessant sind, kam das beschriebene Verfahren zur Berechnung des Effektivwinds zum Einsatz. Auf die 450 EPS-Member der 1962er-Sturmflut angewendet ergibt sich das im oberen Teil von Abb. 5 dargestellte Bild.

Daraus wird ersichtlich, dass zu Zeiten, an denen real hohe Pegelstände auftraten, der Anteil der EPS-Modellsimulationen mit hohem Effektivwind deutlich höher ist als sonst. Typischerweise hat der Effektivwind des vollständigen Super-Ensembles eine Streubreite von ca. 20–25 m/s, wenn man von einzelnen Ausreißern absieht. Betrachtet man nur den Bereich des Effektivwinds, innerhalb dessen mindestens zwei Member pro Klasse verzeichnet werden, beträgt die Streubreite typischerweise sogar nur ca. 10 m/s.

Anhand dieser Darstellung wird außerdem deutlich, dass die Häufigkeiten von Beginn des Experiments an kontinuierlich zunehmen. Die Ursache dafür liegt darin, dass alle 12 Stunden 50 Member zum Super-Ensemble dazukommen, bis dann ab 15.02., 12:00 UTC das Super-Ensemble vollständig ist. Ab 11.02., 12:00 UTC + 240 h = 21.02., 12:00 UTC wird das Super-Ensemble dann wieder alle 12 Stunden um 50 Member reduziert, was sich im Bild zum Ende hin durch geringere Häufigkeiten über den gesamten Streubereich widerspiegelt.

Eine genauere Untersuchung (KOZIAL et al., 2005) zeigt, dass es nahezu gleichgültig ist, wie lange vor der realen Sturmflut ein Ensemble-Lauf startet – er wird in den allermeisten Fällen für den Zeitbereich des tatsächlichen Pegelstandsmaximums die höchsten Effektivwinde produzieren. Dies kommt in der Grafik dadurch zum Ausdruck, dass die höchsten

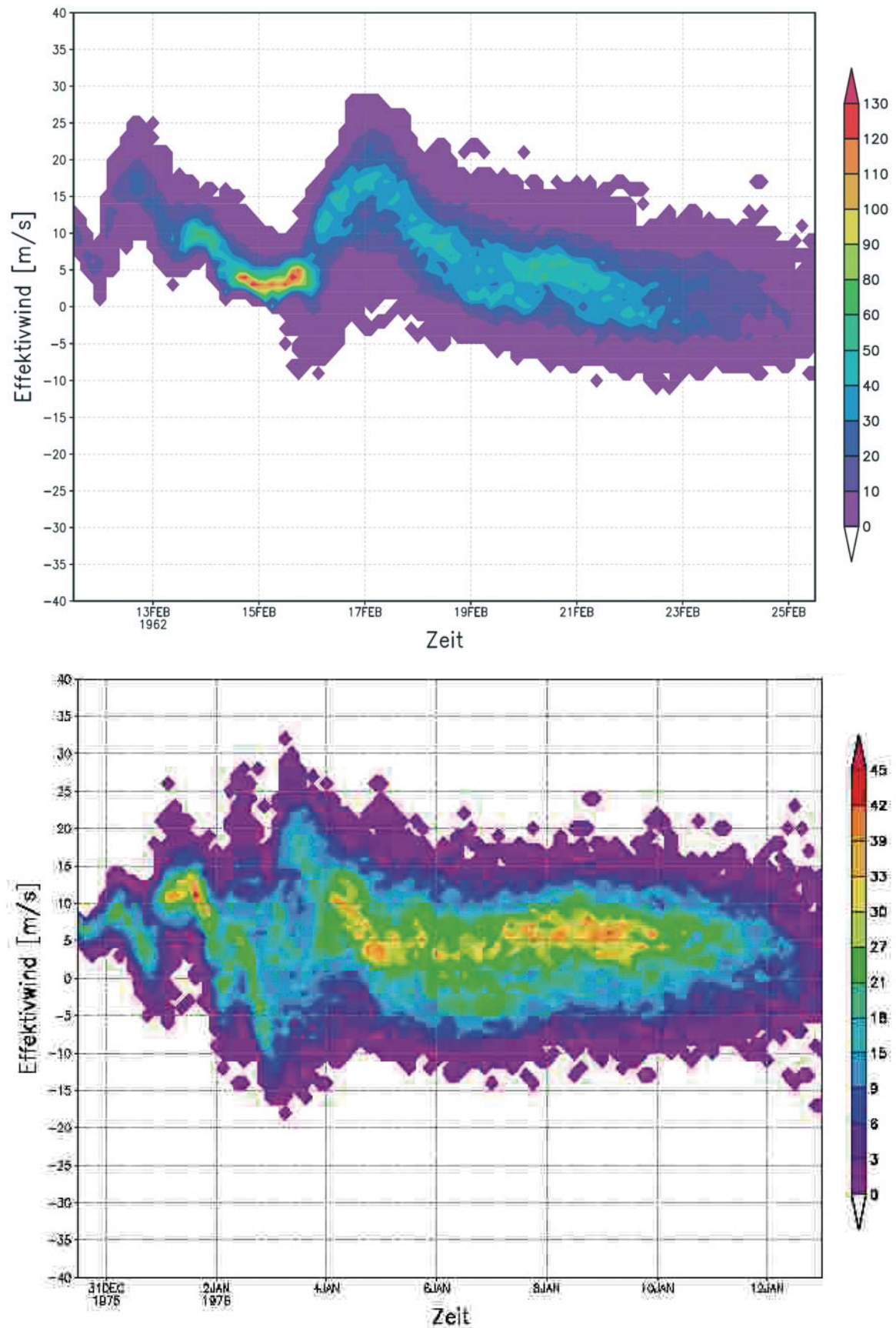


Abb. 5: Häufigkeitsverteilungen des Effektivwindes für die 62er-Sturmflut (oben) und die 76er-Sturmflut (unten) als Funktion der Zeit

Werte der Verteilung im Vorhersagelängenbereich von 34 bis 130 h auftreten. Für kürzere und längere Vorhersagen wurden tendenziell weniger hohe Effektivwinde produziert, weil in diesen Fällen nicht der Zeitbereich der realen Sturmflut abgedeckt wird. Durch die Grenzen der Vorhersagbarkeit sind diesem Verhalten jedoch natürliche Grenzen gesetzt. Im unteren Teil der Abb. 5 ist zum Vergleich die Häufigkeitsverteilung des Effektivwindes für die 1976er-Sturmflut, die extreme Sturmflut dieser Untersuchung (siehe Abschnitt 3.4.5), gegeben.

Nach der Durchführung des Ensemble-Experiments sind als nächstes die extremen Member aus dem Super-Ensemble herauszusuchen. Ein bestimmtes Member ist dabei durch seinen Startzeitpunkt sowie seine Nummer innerhalb des Ensembles eindeutig definiert. Für die 62er-Sturmflut wurden die in Abb. 6 dargestellten fünf Member für weitere Untersuchungen ausgesucht. Sie heben sich von den restlichen Membern des Super-Ensembles dadurch ab, dass sie ein höheres Effektivwind-Maximum aufweisen und/oder dass die hohen Effektivwindwerte über einen längeren Zeitraum anhalten.

Startzeitpunkt von Member Nr. 8, 30 und 37 ist dabei der 15.02.1962, 00:00 UTC, Member Nr. 26 und 50 wurden 12 Stunden später, also am 15.02.1962, 12:00 UTC gestartet. Die schwarze Kurve wurde aus den Re-Analysen abgeleitet. Es wird ersichtlich, dass das Effektivwind-Maximum der Re-Analyse ca. 20 m/s beträgt, wohingegen die Ensemble-Member Maxima von ca. 29 m/s aufzuweisen haben. Auch gestaltet sich die zeitliche Entwicklung bei den Extrem-Membern anders, als in der Re-Analyse. Das Maximum des Effektivwinds weist außer bei Member Nr. 50 immer eine zeitliche Verschiebung zur Re-Analyse auf. Mit der Ensemble-Technik für den Wind in der Deutschen Bucht konnte im Falle der 62er-Sturmflut ein um ca. 9 m/s höherer Wert ermittelt werden.

Während 1962 der zeitliche Verlauf des Effektivwinds vorwiegend in den Amplituden variiert (Abb. 6), zeigen andere Stürme, wie z.B. 1976 auch starke Unterschiede in der Eintrittszeit des maximalen Effektivwinds (vgl. KOZIAR und RENNER, 2005).

Jedes ausgewählte Extrem-Member wurde im Anschluss an das Super-Ensemble mit Hilfe eines separaten IFS-Laufes unter Abspeicherung des kompletten Modelloutputs reproduziert. Die für einen LM-Lauf mit IFS-Randsteuerung notwendigen Daten wurden dann im Anschluss wieder aus dem Archiv extrahiert und vom EZMW zum DWD nach Offenbach transferiert.

Primärer Sinn und Zweck der nachgeschalteten LM-Simulationen war es, die mit dem EPS erzeugten Extremwetterlagen realistischer abzubilden. Das ist nicht so zu verstehen, dass die mit dem EPS produzierten Wettersituationen unrealistisch oder gar physikalisch inkonsistent wären. Vielmehr ist es so, dass das EPS letztendlich ein globales Modell mit einer relativ groben räumlichen Auflösung darstellt. Das LM dagegen ist ein regionales Modell, dessen Modellgebiet immer nur einen kleinen Ausschnitt der Erdatmosphäre umfasst. Es ist daher auf Randwerte aus einem überregionalen Modell wie dem IFS angewiesen, ist dafür jedoch in der Lage, auch kleinskalige Wettererscheinungen im Küstenbereich wie z.B. eine Seewind-Zirkulation zu erfassen und zu beschreiben. Nachvollziehbar wird das, wenn man berücksichtigt, dass in den beiden Vorhersagemodellen jeder Gitterpunkt einen Gitterbereich von etwa $80 \times 80 \text{ km}^2$ (IFS) bzw. $7 \times 7 \text{ km}^2$ (LM) vertritt. Dadurch sind die an den Gitterpunkten stehenden Zustandsvariablen wie z.B. Druck, Temperatur und Wind als Mittelwerte über den Gitterbereich zu verstehen. Eine höhere räumliche Auflösung ermöglicht daher realitätsgetreuere Simulationen.

Die Ergebnisse der LM-Simulationen der 1962er-Sturmflut und der weiteren fünf ausgewählten Experimente sind, reduziert auf das Member mit den höchsten Windgeschwindigkeiten, in Tab. 3 dargestellt. Es ist festzustellen, dass die LM-Simulationen in der Regel etwas

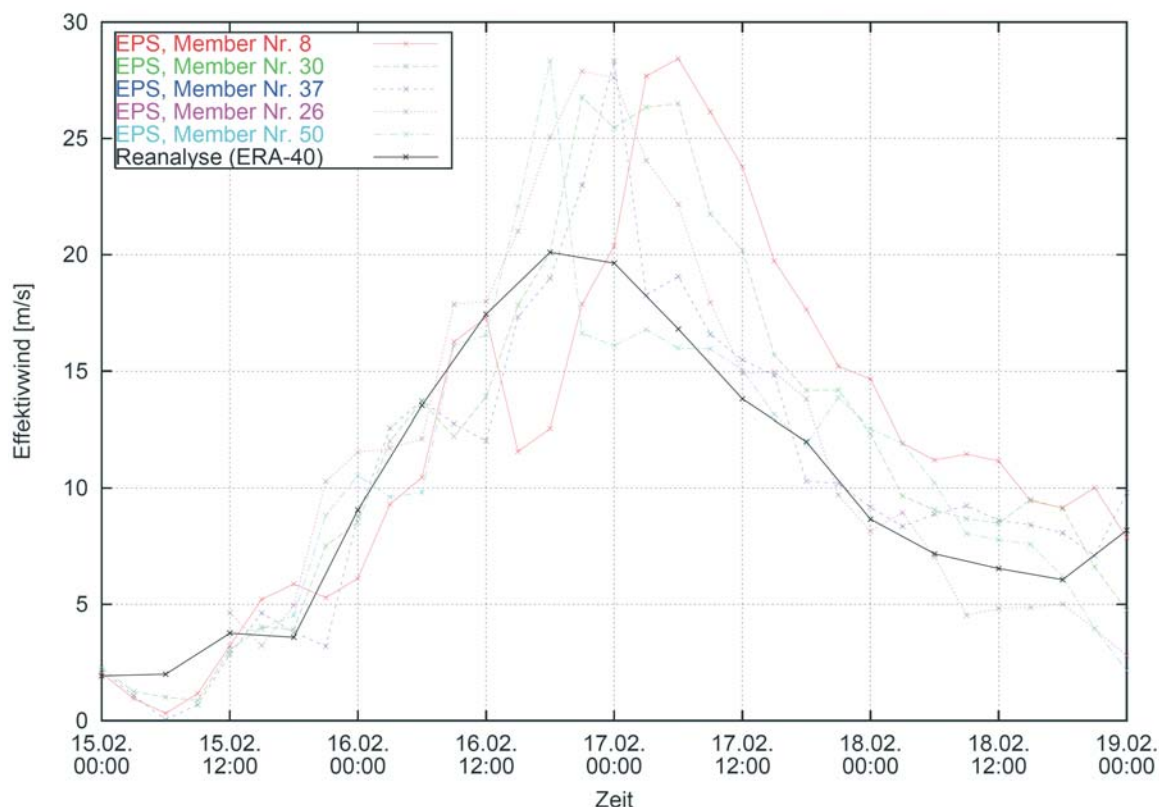


Abb. 6: Effektivwind ausgewählter Member aus dem 62er-Super-Ensemble

geringere Geschwindigkeiten liefern, als die IFS-Simulationen. Die LM-Ergebnisse werden aufgrund der höheren Detailgenauigkeit des Modells bevorzugt. Eine ausführliche Diskussion zu den Unterschieden des IFS und LM findet sich im Abschlussbericht des Forschungsvorhabens MUSE (JENSEN et al., 2005).

Wie in Tab. 3 zu erkennen ist, gestalteten sich die Windverhältnisse in Simulationen für die Deutsche Bucht deutlich extremer als in der Realität. Die Flächenmittel wurden demnach immer um mindestens 3,2 m/s (LM) übertroffen, im Einzelfall sogar um 12,3 m/s (LM).

Tab. 3: Vergleich der Maxima des Effektivwinds von IFS und LM mit der Re-Analyse; die Modellwerte stellen das Maxima über das gesamte entsprechende Super-Ensemble dar

Sturmflut	max. Effektivwind – Re-Analyse –	max. Effektivwind – IFS –	max. Effektivwind – LM –
16.02.1962	20,1 m/s	28,9 m/s	24,7 m/s
23.02.1967	19,8 m/s	28,8 m/s	23,0 m/s
03.01.1976	21,6 m/s	32,3 m/s	29,5 m/s
27./28.02.1990	18,0 m/s	34,4 m/s	27,9 m/s
28.01.1994	16,8 m/s	27,5 m/s	25,3 m/s
03.12.1999	19,0 m/s	35,5 m/s	31,3 m/s

2.6 Bewertung der meteorologischen Ergebnisse

Die im Vorhaben erzielten Ergebnisse basieren auf Vorhersagen mit den Modellen des EZMW und des DWD, die dem heutigen Stand der Wissenschaft bei der Simulation der Atmosphäre entsprechen und erfolgreich für die Wettervorhersage eingesetzt werden. Speziell das EZMW-EPS dient dazu, ausgehend von jedem Startzeitpunkt einen ganzen Satz unterschiedlicher Vorhersagen zu erzeugen, die den Unsicherheiten der Bestimmung der Anfangslage und der Modellierung Rechnung tragen. Derartige Unsicherheiten sind prinzipiell unvermeidbar, auch wenn ihre Größe – vor allem in Bezug auf die Modellierung – sicherlich vom jeweils erreichten Stand der Beobachtungstechnik und der Modellierung abhängt.

Im Rahmen dieser (heute) unvermeidbaren Unsicherheiten sind die im Vorhaben produzierten und untersuchten Vorhersagen alle als mögliche und physikalisch konsistente Lösungen der atmosphärischen Entwicklung zu betrachten. Es konnte damit gezeigt werden, dass Wetterlagen mit einem gegenüber den beobachteten Lagen deutlich erhöhten Sturmflutpotential möglich gewesen wären, auch wenn sie tatsächlich nicht so eingetreten sind.

3. Wasserstandsmodellierung

3.1 BSH - Modellsystem

Im BSH steht eine Modellkette zur Wasserstandsberechnung zur Verfügung. Ihr Kern ist ein dreidimensionales, baroklines Modell mit einer horizontalen Auflösung von etwa 2 km in der Deutschen Bucht und der westlichen Ostsee (Küstenmodell) mit beidseitiger Koppelung an ein ebenfalls dreidimensionales, baroklines Modell der Nord- und Ostsee (Nord-Ostseemodell) mit einem horizontalen Gitterabstand von etwa 10 km (DICK et al., 2001; KLEINE, 1993, 1994). Daneben steht zur schnellen Wasserstandsvorhersage eine zweidimensionale, barotrope Version des Nord- Ostseemodells für die Nordsee und die westliche Ostsee (Staumodell) mit der gleichen horizontalen Auflösung von etwa 10 km zur Verfügung (JANSSEN, 1996). Randwerte für beide Modelle liefert ein zweidimensionales, barotropes Modell des Nordostatlantiks (Nordostatlantikmodell) mit einer Auflösung von etwa 40 km.

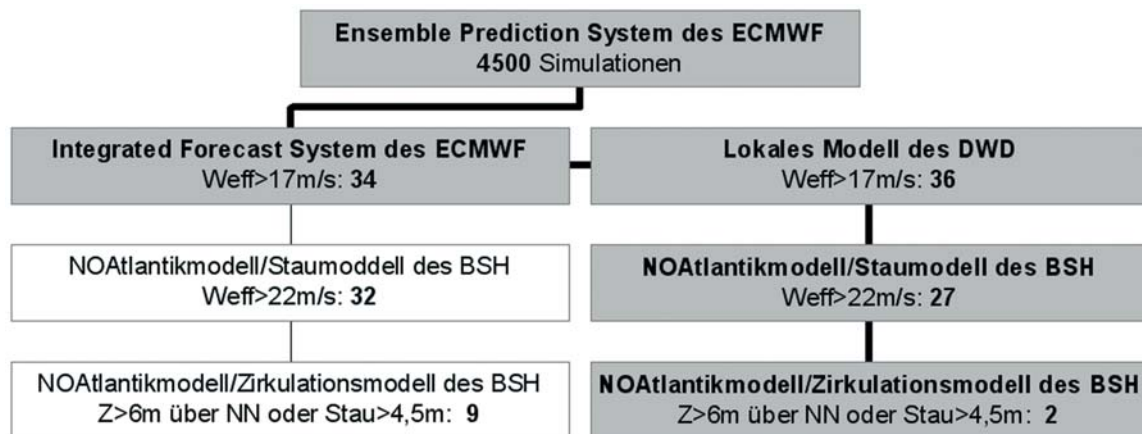


Abb. 7: Simulationen zur Ermittlung extremer Sturmfluten

Eine detaillierte Beschreibung der Modellkette ist im zugehörigen Teilbericht des Abschlussberichts zu finden (BORK und MÜLLER-NAVARRA, 2005)

3.2 Ausgangsdaten und Vorgehen

Aus den ermittelten Sturmflutwetterlagen wurden mit Wasserstandsmodellen die Scheitelwasserstände berechnet. Die mit Mitgliedern des Teilkollektivs der Sturmflutwetterlagen in der Nähe einer konkreten Sturmflut durchgeführten Simulationen des Wasserstands werden im Folgenden als Realisierungen dieser Sturmflut bezeichnet. Abb. 7 zeigt die verwendete Modellkette mit der Anzahl der Simulationen.

In dieser Abbildung sind nur diejenigen Simulationen berücksichtigt, die nach der Entscheidung, extreme Sturmfluten in der Nähe tatsächlich eingetretener Sturmfluten zu suchen, durchgeführt wurden. Von den dazu vom DWD durchgeführten 4.500 Simulationen ergaben 37 den geforderten Effektivwind $> 17 \text{ m s}^{-1}$. Bei der Wiederholung der Simulation für ausgewählte Wetterlagen erzeugten noch 36 der IFS/LM-Simulationen und 34 der reinen IFS-Simulationen einen solchen Effektivwind W_{eff} . Am BSH wurden nach ersten Testrechnungen nur Wetterlagen mit einem Effektivwind $> 22 \text{ m s}^{-1}$ in die Voruntersuchungen einbezogen. Das waren 27 der IFS/LM-Simulationen und 32 der reinen IFS-Simulationen. Als extreme Sturmfluten wurden solche mit Wasserständen in Cuxhaven $> 6 \text{ m}$ über NN oder mit einem Stau in Cuxhaven relativ zum nächsten Gezeitenhochwasser oder Gezeitenniedrigwasser $> 4,5 \text{ m}$ gewählt. Dieses Kriterium erfüllen nur zwei der mit IFS/LM-Wetterlagen angetriebenen Staumodell-Simulationen und neun mit IFS-Wetterlagen angetriebene Staumodell-Simulationen. Entsprechend der Aussagen im Meteorologieteil wird in dieser Studie den IFS/LM-Simulationen der Vorzug gegeben. Diese extremen Sturmfluten wurden mit dem hochauflösenden Küstenmodell des BSH nachgerechnet.

Da die EPS-Rechnungen nur das eigentliche Sturmflutgeschehen erfassen, wurden für alle Sturmfluten mehrtägig Simulationen der tatsächlich eingetretenen Sturmfluten durchgeführt (BORK und MÜLLER-NAVARRA, 2005), um Anfangswerte für die Wasserstandsmodellierung im Projekt MUSE bereitzustellen.

Eine starke Unsicherheit in der Modellierung von Wasserständen besteht immer noch hinsichtlich der Parametrisierung des Impulseintrags vom Wind in die Nordsee. Deshalb wurden Sensitivitätsstudien zur Abhängigkeit der Wasserstandssimulation vom Windschubansatz bei sehr hohen Windgeschwindigkeiten für die Neuberechnung der Sturmflut 1999 und für die Simulation der im Projekt ermittelten extremen Sturmflut, eine Realisierung der Sturmflut 1976, durchgeführt.

3.3 Windschubspannung

Ein wichtiges Element der Kopplung zwischen Atmosphäre und Ozean ist der Impulsfluss an der Meeresoberfläche. Über die Windschubspannung wirkt der Hauptantrieb für Strömung und Oberflächenwellen. Klassische Theorien für das Windprofil in der Grenzschicht Luft-Wasser basieren auf der Annahme, dass die Windschubspannung in einer wassernahen Schicht konstant ist (z.B. FÖKSEN, 2006). In einer dünnen Grenzschicht direkt am Boden dagegen sollen molekulare Prozesse dazu führen, dass sich Luft und Wasser dort mit der gleichen Geschwindigkeit bewegen. So ergibt sich für den Wind ein logarithmisches Profil.

Der Windschubkoeffizient wird als indirektes Maß für die Oberflächenrauigkeit verstanden. Für mittlere Windgeschwindigkeiten und neutrale Luftschichtung gibt es viele empirische Ansätze. Für die Nordsee hat sich der Ansatz nach SMITH und BANKE (1975) bewährt (GERRITSEN et al., 1988; JANSSEN 1996). Diese Formel wird im operationellen Betrieb für alle Modelle des BSH benutzt und ist auch der Standard im Projekt MUSE.

Der Parametrisierung von SMITH und BANKE (1975) liegen Daten im Bereich von 3 m s^{-1} bis etwa 22 m s^{-1} zu Grunde. Für diesen Bereich ist ein Anwachsen des Windschubspannungskoeffizienten mit zunehmender Windgeschwindigkeit durch viele Messungen bestätigt. Das entspricht einer Abhängigkeit der Oberflächenrauigkeit von der Wellenhöhe. Nicht gesichert ist der Ansatz für kleine Windgeschwindigkeiten und für sehr hohe. Probleme im Bereich kleiner Windgeschwindigkeiten werden hier nicht diskutiert. Die Gültigkeit der Parametrisierung des Impulseintrags in die Nordsee bei hohen Windgeschwindigkeiten ist jedoch für die Beurteilung der Modellergebnisse von entscheidender Bedeutung. So werden bei Winden über 40 m s^{-1} Wellen steiler und kürzer und der Wind spürt eher eine geschlossene glatte Oberfläche (POWELL et al., 2003). Grundlegender ist, dass mit zunehmender Windgeschwindigkeit immer mehr Wasser in die Luft spritzt und brechende Wellen Luft ins Wasser mischen. Dadurch bricht die Modellvorstellung eines Mediums, das an einem anderen haftet und dieses mitzieht, zusammen. Daher werden sich einfache empirische Ansätze in der funktionalen Beziehung ihrer Parameter ändern. Hält man das Konzept eines Windschubkoeffizienten aufrecht, so deuten Messungen auf eine Konstanz (z.B. AMOROCHO et al., 1980; EMANUEL, 2003) oder sogar eine Abnahme des Windschubkoeffizienten bei sehr hohen Windgeschwindigkeiten (POWELL et al., 2003).

Die in dieser Studie verwendeten Windschubkoeffizienten haben als Funktion der Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe U_{10} die Form:

$$1000 \cdot c_D = a_1 + a_2 |U_{10}| + a_3 |U_{10}|^2 \text{ mit } U_{10}: \text{Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe.}$$

Neben den bekannten linearen Ansätzen ($a_3 = 0$) von WU (1982), ONVLEE (1993) und SEMTNER (1975) wurden aus den vorhandenen Daten für hohe Windgeschwindigkeiten (Abb. 8) versuchsweise zwei weitere Ansätze „red.1“ ($a_1 = 1,36$, $a_2 = 0,053$ und $a_3 = -0,001$ für $U_{10} > 21,56 \text{ m s}^{-1}$) und „red.2“ ($a_1 = 2,61$, $a_2 = a_3 = -0$ für $U_{10} > 30 \text{ m s}^{-1}$) abgeleitet. In Abb. 8 sind alle verwendeten Ansätze zusammen mit den zu Grunde liegenden Daten dargestellt. Für hohe Windgeschwindigkeiten streuen die Daten stark und es bleibt offen, ob Zusammenhänge, die in Hurrikanen über dem tiefen Ozean gefunden wurden, auch für Zyklonen über Schelfgebieten gültig bleiben.

Eine Extrapolation des Ansatzes von SMITH und BANKE (1975) ($a_1 = 0,63$, $a_2 = 0,066$ und $a_3 = 0$) ist bis zu $U_{10m} = 26 \text{ m s}^{-1}$ akzeptiert. Während der Sturmflut von 3.12.1999 lagen die Windgeschwindigkeiten mit maximal 51 m s^{-1} zeitweise deutlich über diesem Wert. Daher wurden für diese Sturmflut Neuberechnungen mit allen vorgestellten Ansätzen durchgeführt (Abb. 9). Im Bereich zwischen Bremerhaven und Wittdün sowie in Helgoland zeigt die Simulation mit dem Ansatz red.1 mit Abweichungen zwischen $-0,25 \text{ m}$ in Husum und $+0,15 \text{ m}$ in Helgoland die beste Übereinstimmung mit den beobachteten HThw. Die Simulation mit dem Ansatz von WU (1980/82) und ONVLEE (1993) zeigen für die meisten der betrachteten Pegel die größte Abweichung. Maximale Abweichung wird für beide Ansätze in Dagebüll erreicht ($+0,84 \text{ m}$ für WU, 1982 und $+0,76 \text{ m}$ für ONVLEE, 1993). Für Orte, die nicht so stark von der Sturmflut betroffen waren ist die Übereinstimmung zum Teil sehr gut. Die Simulation mit dem Ansatz von SMITH und BANKE (1975) liegen im Mittelfeld und überschätzen die Scheitelwasserstände im Bereich von Wilhelmshaven bis List sowie in Helgo-

land um 0,16 m (Wilhelmshaven) bis maximal 0,63 m (Dagebüll). Da jedoch die Neuberechnungen der Sturmflut von 1962 mit dem Ansatz von SMITH und BANKE (1975) zu einer weitgehenden Unterschätzung der Scheitelwasserstände führten (Abb. 12), wurde auf einen grundsätzlichen Wechsel im Windschubansatz verzichtet. Stattdessen wurde die Untersuchung standardmäßig mit dem Ansatz für SMITH und BANKE (1975) durchgeführt und für die extreme Sturmflut noch einmal die Variation der Scheitelwasserstände mit allen angegebenen Ansätzen dargestellt (Abb. 20 und Tab. 9).

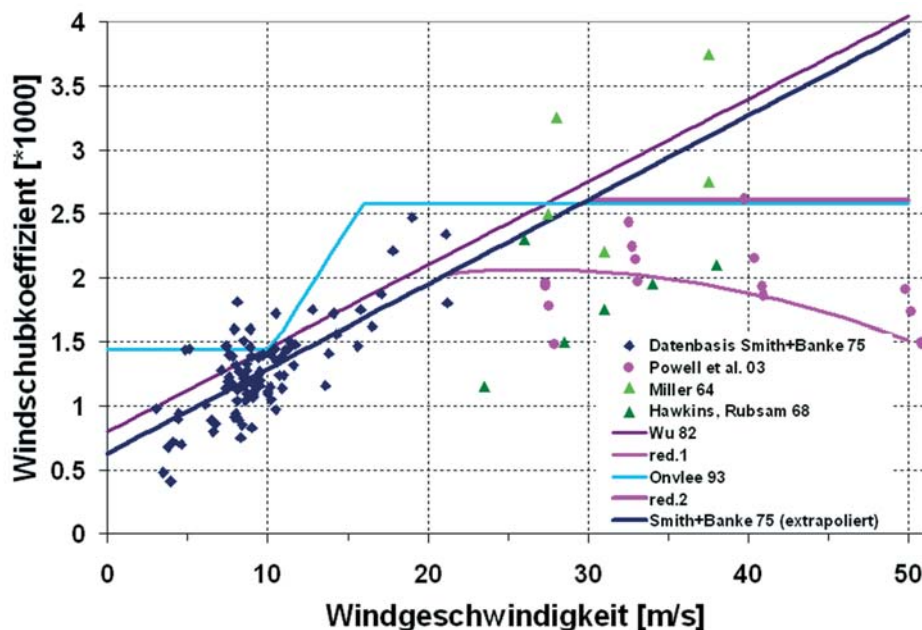


Abb. 8: Verwendete Ansätze für den Windschubkoeffizienten und deren Datengrundlage

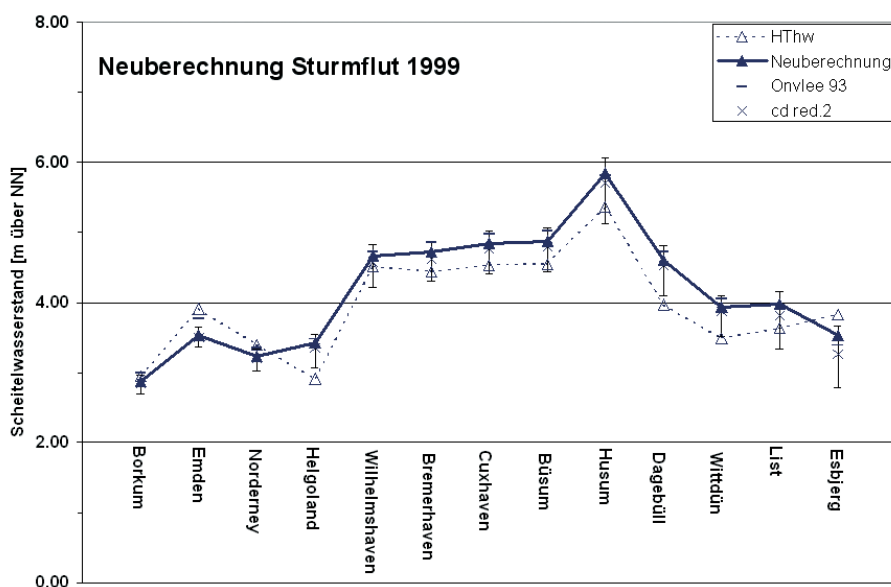


Abb. 9: Regionale Verteilung der Scheitelwasserstände bei verschiedenen Ansätzen für den Windschubspannungskoeffizienten, Neuberechnung der Sturmflut vom 3.12.1999 (IFS/LM, Küstenmodell). Bandbreiten von cd red.1 (untere Grenze) bis WU (1982) (obere Grenze)

3.4 Analyse der extremen Sturmfluten

Zur Identifizierung extremer Sturmfluten diene der mit dem Staumodell simulierte Wasserstand und der daraus abgeleitete Stau in Cuxhaven. Wie die Effektivwinde (Abb. 6) variiert auch der Scheitelwasserstand bei Stauwetterlagen wie 1962 wenig (Abb. 10). 1976 dagegen zeigt neben dem Scheitelwasserstand auch der zeitliche Verlauf signifikante Unterschiede für die einzelnen Realisierungen der Sturmflut (Abb. 11).

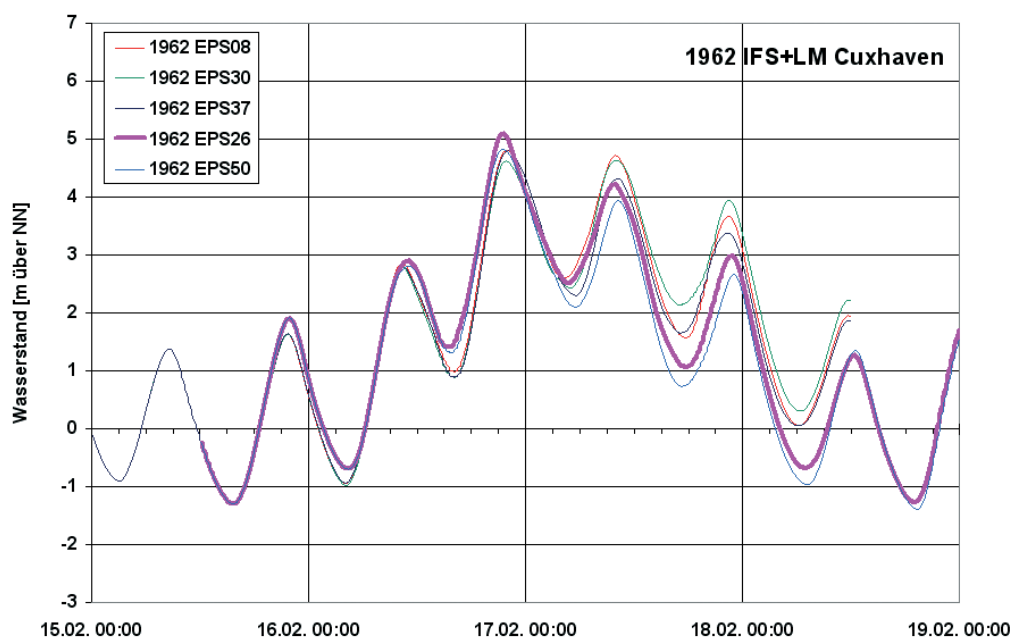


Abb. 10: Zeitliche Entwicklung des Wasserstands in Cuxhaven von Realisierungen der Sturmflut vom 16./17.2.1962 für Effektivwinde größer als 22 ms^{-1} (IFS/LM, Staumodell)

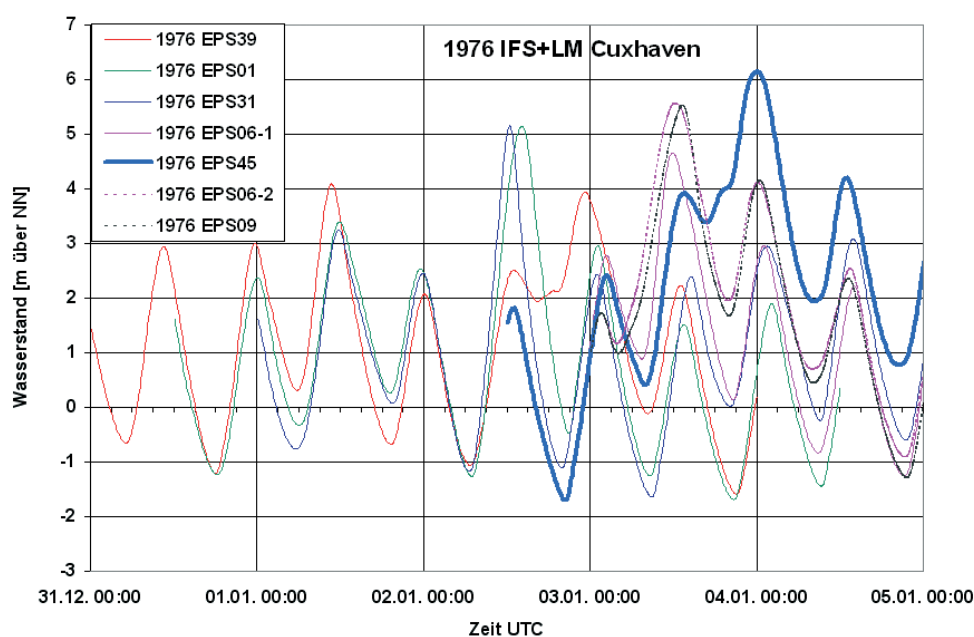


Abb. 11: Zeitliche Entwicklung des Wasserstands in Cuxhaven von Realisierungen der Sturmflut vom 3.1.1976 für Effektivwinde größer als 22 ms^{-1} (IFS/LM, Staumodell)

3.4.1 Definition

Als extrem wird hier eine Sturmflut definiert, wenn ihr Scheitelwasserstand in Cuxhaven 6 m über NN erreicht oder übersteigt oder wenn ihr Stau in Cuxhaven relativ zum zeitlich nächsten Hoch- oder Niedrigwasser der vom Modell vorausberechneten Gezeit größer oder gleich 4,50 m ist.

Für die mit der Modellkette IFS/LM erzeugten meteorologischen Felder erfüllt diese Kriterien nur eine Realisierung der Sturmflut 1990, EPS20, sowie eine der Sturmflut 1976, EPS45.

Der maximale Effektivwind, $31,3 \text{ m s}^{-1}$, wurde für eine LM-Simulation zur Sturmflut 1999, EPS05 erreicht. Mit einem Scheitelwasserstand in Cuxhaven von 5,63 m über NN und einem Stau relativ zum Hochwasser der Modellgezeit von 4,22 m erfüllt sie nicht die Kriterien einer extremen Sturmflut. Trotzdem wurde die entsprechende Sturmflutsimulation mit dem Küstenmodell nachgerechnet, da die Sturmflut 1999 u.a. Anlass zu dieser Untersuchung gegeben hat.

Die Sturmflut 1962 ist wegen ihrer verheerenden Folgen noch immer in Erinnerung. Daher wird ihre extreme Realisierung, EPS26, ebenfalls hier diskutiert, obwohl ihre Realisierungen in Cuxhaven für die Modellkette IFS/LM nicht einmal den bisher höchsten dort beobachteten Scheitelwasserstand von 5,10 m über NN erreichen.

Die Starttermine der EPS-Simulationen, denen die extremen Realisierungen dieses Abschnitts angehören, sind in Tab. 4 zusammen mit den Eintrittszeiten der Scheitelhochwasser in Cuxhaven aufgelistet.

Tab. 4: Starttermine und Eintrittszeiten der Scheitelwasserstände (UTC) in Cuxhaven (IFS/LM, Küstenmodell und Beobachtung) für die extremen Sturmfluten

Sturmflut	Starttermin		Eintrittszeit HW		Eintrittszeit HThw	
1962 EPS26	15.02.1962	12:00	16.02.1962	21:27	16.02.1962	21:40
1999 EPS05	03.12.1999	06:00	03.12.1999	18:58	03.12.1999	19:18
1990 EPS20	23.02.1990	00:00	27.02.1990	13:10	27.02.1990	00:42
1976 EPS45	02.01.1976	12:00	03.01.1976	23:55	03.01.1976	13:20

3.4.2 Sturmflut vom Windstautyp: 1962 EPS26

Typisch für die Nordsee sind Sturmfluten vom Zirkulartyp. Die Sturmflut 1962 ist neben derjenigen von 1825 die bekannteste Sturmflut vom Windstautyp. Die erzeugende Wetterlage erwies sich als relativ stabil gegenüber Störungen im Anfangsfeld der meteorologischen Simulationen. Besonders eine in der Literatur diskutierte weiter südliche verlaufende Zugbahn des Tiefdruckgebiets (ROEDIGER, 1962) war nicht unter den Realisierungen mit einem Effektivwind über 22 m s^{-1} . Entsprechend gering ist auch die Abweichung der Scheitelwasserstände von den beobachteten Werten für alle Küstenpegel (Abb. 12).

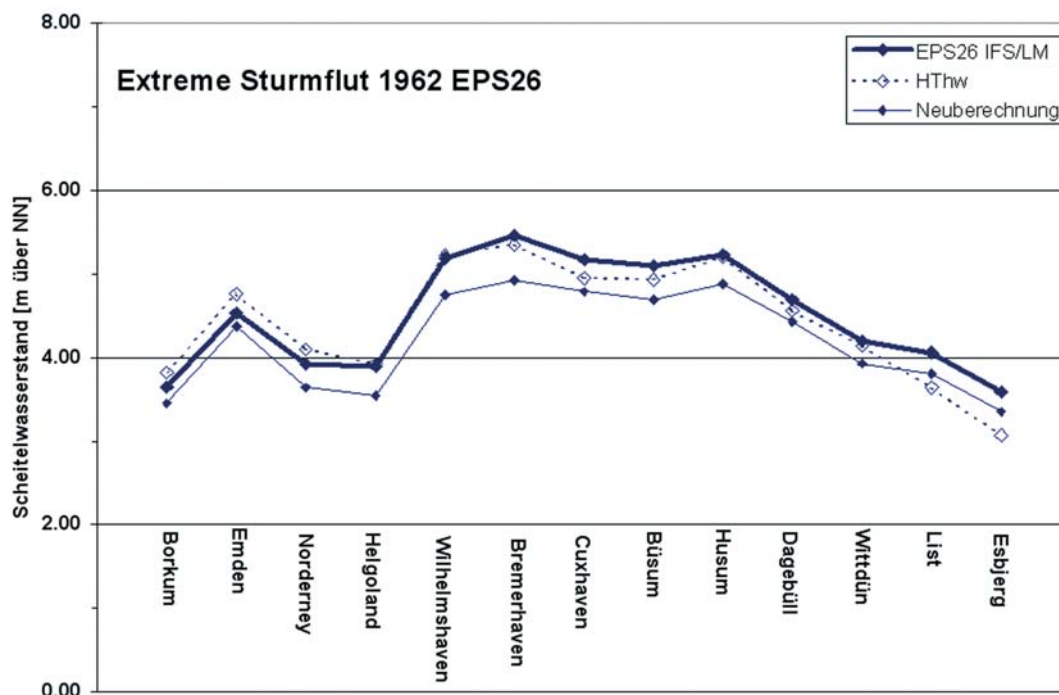


Abb. 12: Regionale Verteilung der Scheitelwasserstände für die Sturmflut 1962 (1962 EPS26, IFS/LM, Küstenmodell, und Beobachtung)

Tab. 5: Scheitelwasserstände entsprechend Abb. 12 sowie Differenzen für Küstenorte

Ort	1962 EPS26	HThw	Differenz
Borkum	3,65	3,82	-0,17
Emden	4,53	4,76	-0,23
Norderney	3,92	4,10	-0,18
Helgoland	3,90	3,92	-0,02
Wilhelmshaven	5,19	5,22	-0,03
Bremerhaven	5,46	5,35	0,11
Cuxhaven	5,17	4,95	0,22
Büsum	5,10	4,93	0,17
Husum	5,23	5,20	0,03
Dagebüll	4,69	4,56	0,13
Wittdün	4,20	4,14	0,06
List	4,06	3,64	0,42
Esbjerg	3,59	3,07	0,52

3.4.3 Maximaler Effektivwind: 1999 EPS05

Der als Auswahlkriterium genutzte Effektivwind wurde für Cuxhaven als Maß für die Stauwirksamkeit des Windes entwickelt. Die Voruntersuchungen haben gezeigt, dass für die IFS/LM-Winde die Wettersituation mit dem maximalen Effektivwind, eine Realisierung des Sturms von 1999 (EPS05), weder den Windstau noch den Scheitelwasserstand in Cuxhaven maximiert. Auch sonst bestand bei den hier untersuchten Extremsturmfluten kein einfacher Zusammenhang zwischen Effektivwind und Windstau. Besonders für Sturmfluten vom Zirkulartyp mit schnell ziehenden, kleinen Tiefdruckgebieten ist das auch nicht zu erwarten.

Für 1999 EPS05 ist in Cuxhaven der Stau relativ zum zeitlich nächsten Hochwasser der Gezeit nicht extrem im Sinne der Definition in Abschnitt 3.4.1. Er übersteigt jedoch deutlich den beobachteten Wert (Abb. 13). Dies gilt auch für andere Küstenorte der Deutschen Bucht. Die Abb. 14 zeigt für die extreme Sturmflut und zum Vergleich für die Neuberechnung den für eine Zirkularsturmflut typischen Anstau des Wassers in einem schmalen Küstenbereich.

Im Gegensatz zur Sturmflut 1962 verläuft bei der Sturmflut, 1999 EPS05, die Zugbahn des Tiefdruckgebietes wirklich weiter südlich als bei der tatsächlich eingetretenen Sturmflut. Der minimale Bodenluftdruck (auf dem Gitter des Nordostatlantikmodells) war jedoch mit 959,65 hPa für die extreme Wetterlage höher als bei der Neuberechnung (952,99 hPa).

Die Scheitelwasserstände der Küstenorte liegen für die extreme Sturmflut 1999 EPS05, bis zu 1,31 m über den beobachteten Werten (Abb. 15 und Tab. 6).

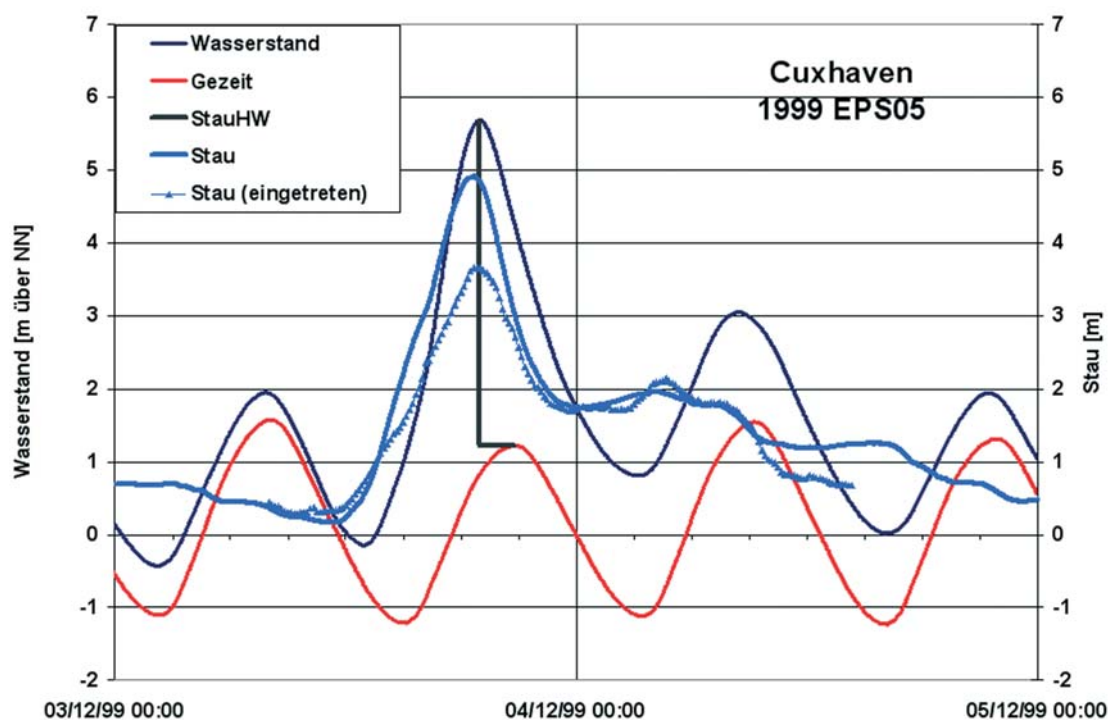


Abb. 13: Zeitliche Entwicklung des Windstaus und Stau_{HW} in Cuxhaven (IFS/LM, Küstenmodell, 1999 EPS05) im Vergleich zum tatsächlich eingetretenen Stau

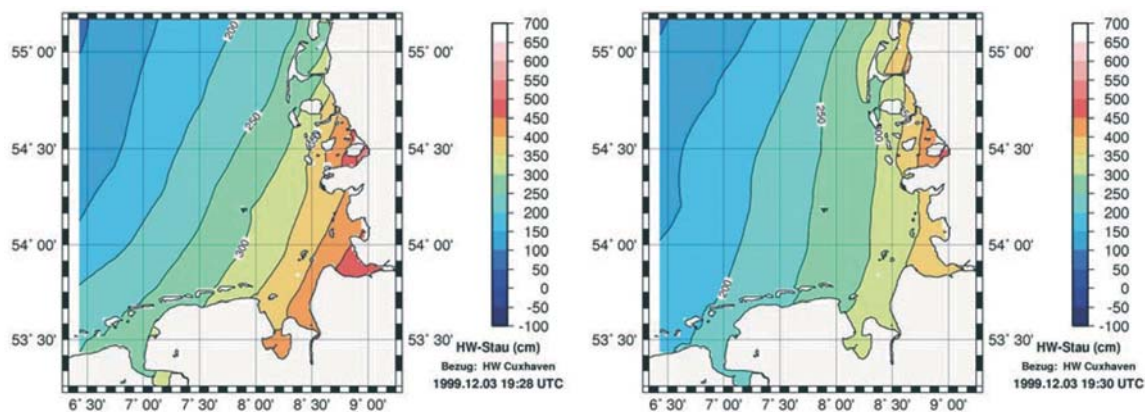


Abb. 14: Horizontale Verteilung des Staus relativ zum zeitlich nächsten Gezeitenhochwasser des jeweiligen Ortes. Links: 1999 EPS05. Rechts: 1999 Neuberechnung

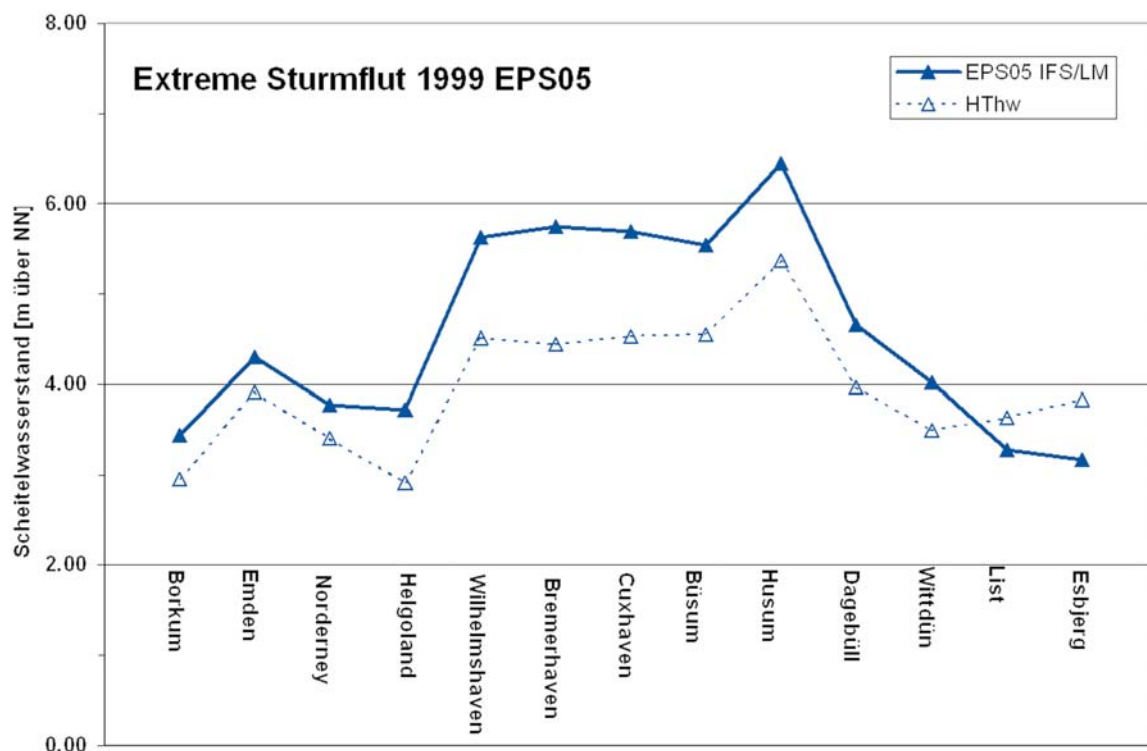


Abb. 15: Scheitelwasserstände für Küstenorte im Bereich der Deutschen Bucht. 1999 EPS05 (IFS/LM, Küstenmodell) und Beobachtung (nach MÜLLER-NAVARRA et al., 2003)

Tab. 6: Scheitelwasserstände entsprechend Abb. 15 sowie Differenzen für Küstenorte

Ort	1999 EPS05	HThw	Differenz
Borkum	3,44	2,95	0,49
Emden	4,30	3,91	0,39
Norderney	3,77	3,40	0,37
Helgoland	3,72	2,91	0,81
Wilhelmshaven	5,63	4,51	1,12
Bremerhaven	5,75	4,44	1,31
Cuxhaven	5,69	4,53	1,16
Büsum	5,54	4,55	0,99
Husum	6,45	5,37	1,08
Dagebüll	4,66	3,97	0,69
Wittdün	4,02	3,49	0,53
List	3,28	3,63	-0,35
Esbjerg	3,17	3,83	-0,66

3.4.4 Extremes Stau bei NW: 1990 EPS20

Die Sturmflut 1990 zeichnete sich durch eine Häufung von Sturmfluten während eines kurzen Zeitraums (zwischen 26.2. 00:32 UTC und 28.2. 01:30 UTC) aus. Entsprechend zahlreich waren die Starttermine für die EPS-Simulationen. Trotzdem ist nur eine dieser Realisationen eine extreme Sturmflut im Sinne der obigen Definition. Das Staumodell errechnet in Cuxhaven für EPS20 einen Stau bezogen auf das zeitlich nächste Niedrigwasser von 4,52 m, ein Wert knapp über den geforderten 4,50 m. Das Küstenmodell simuliert in Cuxhaven einen Stau_{NW} -Wert von 4,69 m (Abb. 16 und Tab. 7).

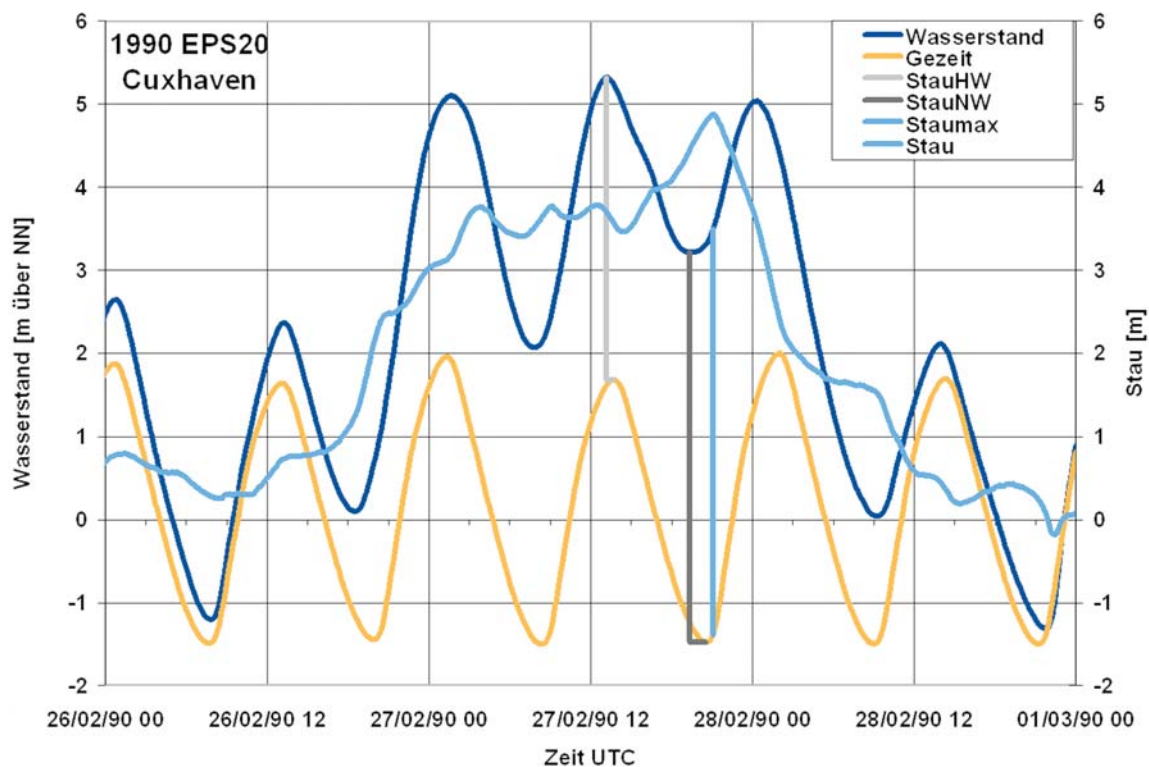


Abb. 16: Zeitliche Entwicklung von Windstau, Wasserstand und Gezeit in Cuxhaven für 1990 EPS20, sowie maximaler Stau_{HW} , Stau_{NW} und Stau_{max} (IFS/LM, Küstenmodell)

Tab. 7: Stau HW, Stau NW und maximaler Stau für Küstenorte (1990 EPS20, IFS/LM, Küstenmodell)

	Stau_{HW}	Stau_{NW}	Stau_{max}
Borkum	2,91	4,07	4,28
Emden	3,53	4,62	5,46
Norderney	2,88	4,27	4,34
Helgoland	2,84	3,85	3,87
Wilhelmshaven	3,35	5,10	5,14
Bremerhaven	3,52	4,72	5,47
Cuxhaven	3,64	4,69	4,88
Büsum	3,56	4,85	4,87
Husum	3,97	4,13	5,17
Dagebüll	3,93	3,57	4,10
Wittdün	3,47	3,69	3,80
List	3,57	3,79	3,85
Esbjerg	3,51	3,09	3,72

3.4.5 Die extreme Sturmflut: 1976 EPS45

Für die Modellkette IFS/LM ist die extreme Sturmflut eine Realisation der Sturmflut 1976: EPS45. Sie wird hier als die extreme Sturmflut dieser Studie im Detail diskutiert.

3.4.5.1 Fernwelle

Das IFS, das die Randwerte für das LM erzeugt, ist ein globales Modell. Als solches liefert es in Kombination mit dem LM Antriebsdaten für das Nordostatlantikmodell, mit dem für jede Wetterlage der Wasserstand berechnet wird. Der Wasserstand am Nordrand der Nordsee läuft innerhalb der Modellkette in die Nordsee hinein. Damit hat jede Realisierung einer Sturmflut ihre eigene Fernwelle, auch die extreme Realisierung EPS45 (Abb. 17). Wick, Aberdeen und Immingham zeigen beträchtlichen Stau. Die einfache Modellvorstellung einer entgegen dem Urzeigersinn entlang der Küsten die Nordsee durchlaufenden Fernwelle (ANNUTSCH, 1977) trifft nicht immer zu. Jedenfalls sind im Einzelfall Fernwellenanteil und der Anteil des lokalen Windstaus am Gesamtstau schwer quantifizierbar. Das ist aber bei der gewählten Modellkonfiguration auch gar nicht nötig, denn letztlich interessiert am Ende nur der Scheitelwasserstand.

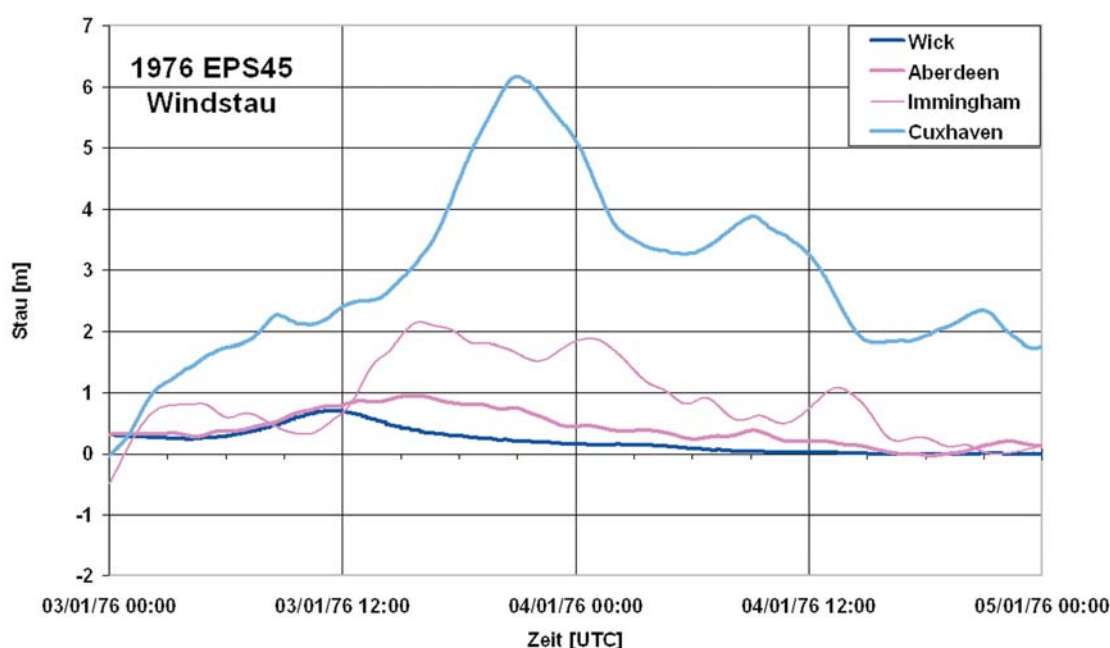


Abb. 17: Zeitliche Entwicklung des Windstaus in Cuxhaven (IFS/LM, Küstenmodell) sowie in Wick, Aberdeen und Immingham (IFS/LM, Nord- und Ostseemodell)

3.4.5.2 Windstau

Für die Realisierung, 1976 EPS45, ist der Windstau in Cuxhaven bezogen auf Niedrigwasser extrem und etwas größer als derjenige bezogen auf Hochwasser. Die räumliche Verteilung (Abb. 18, Tab. 8) zeigt im gesamten östlichen Teil der Deutschen Bucht extremen Windstau bezogen auf die astronomische Niedrigwasserhöhe.

Wie bei der Sturmflut vom 27./28.2.1990 entsteht bei der Sturmflut vom 3.1.1976 die extreme Sturmflut durch eine Stauwetterlage im Rücken des ursprünglichen Sturmtiefs. Während bei der Re-Analyse der Kern des Tiefdruckgebiets schon am 3.1.1976, 12.00 Uhr, die westliche Ostsee verlassen hat, verweilt er dort für die extreme Wetterlage bis zum 3.1.1976, 21.00 Uhr. Da die ursprüngliche Sturmflut vom negativen Zirkulartyp (DOLATA et al., 1983) war, entwickelt sich nach Durchzug des Tiefs in der Deutschen Bucht die extreme Sturmflut als eine vom Windstautyp. So entstand trotz der nördlicheren Zugbahn (Abb. 19) ein größerer Windstau.

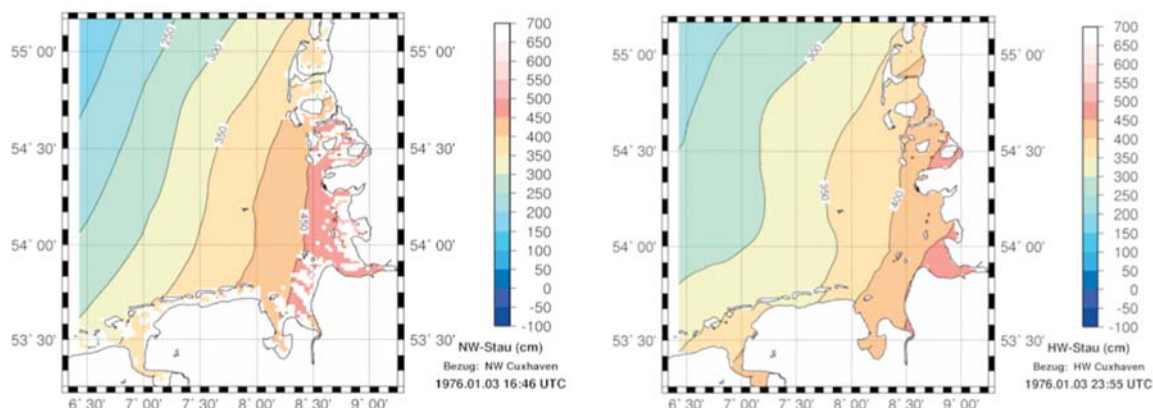


Abb. 18: Horizontale Verteilung des Staus relativ zum zeitlich nächsten Extremwert der Gezeit des jeweiligen Ortes für 1976 EPS45. Links: Relativ zur Gezeitenniedrigwasserhöhe. (In den weißen Bereichen ist der Stau_{NW} nicht definiert, da dort die Gezeitenniedrigwasserhöhe wegen Trockenfalls unbestimmt ist.) Rechts: Relativ zur Gezeitenhochwasserhöhe

Tab. 8: Stau relativ zum zeitlich nächsten Niedrigwasser, Stau relativ zum zeitlich nächsten Hochwasser der Gezeit und maximaler Windstau für Küstenorte in der Deutschen Bucht (IFS/LM, 1976 EPS45, Küstenmodell). T_{HWH} und T_{GNW} sind die Eintrittszeiten der Scheitelwasserstände und der extremen NW relativ zu den Extremwerten der Gezeit

	T_{HWH} MThw	Stau_{HW}	T_{GNW} [h:mm]	T_{GNW} MTnw	Stau_{NW}	T_{GNW} [h:mm]	Stau_{max}
Borkum	2,54	3,58	-1:30	2,52	3,37	-1:38	4,31
Emden	3,22	4,42	-2:28	2,94	3,89	-3:08	6,10
Norderney	2,72	3,57	-1:40	2,31	3,75	-2:06	4,71
Helgoland	2,62	3,58	-0:22	1,97	3,88	-2:13	4,56
Wilhelmshaven	3,07	4,27	-2:27	2,56	4,39	-2:47	6,09
Bremerhaven	3,48	4,67	-1:45	2,77	4,36	-3:45	6,93
Cuxhaven	3,66	4,65	-1:38	2,36	4,78	-3:16	6,17
Büsum	3,63	4,38	-1:20	2,18	5,35	-2:56	6,17
Husum	4,11	4,83	-2:39	1,95	5,26	-1:22	6,87
Dagebüll	3,22	4,13	-1:30	2,06	4,44	-1:45	5,22
Wittdün	2,92	3,88	-1:03	1,98	4,30	-1:46	4,67
List	3,21	3,80	-2:07	1,93	3,77	-0:30	4,15
Esbjerg		3,27	-3:02		2,78	-1:23	3,98

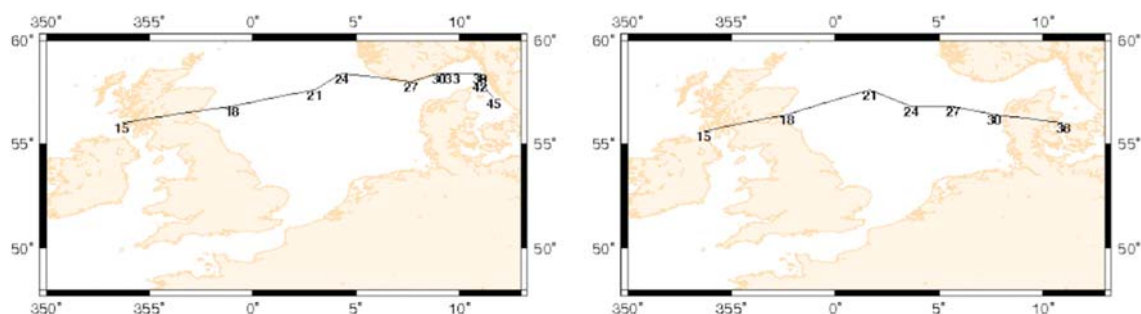


Abb. 19: Zugbahnen der Tiefdruckgebiete: Ort und Zeit minimalen Bodenluftdrucks vom 2.1.1976, 15 Uhr (15) bis zum 3.1.1976, 21 Uhr (45) bzw. 9 Uhr (36) (Nordostatlantikmodell). Links: IFS/LM, 1976 EPS45. Rechts: IFS, Re-Analyse

3.4.5.3 Scheitelwasserstand und Windschubansatz

Die Scheitelwasserstände liegen entlang der gesamten deutschen Nordseeküste deutlich über den beobachteten HThw. Der Windschubparameter wurde entsprechend Abschnitt 3.3 variiert. Die Bandbreite der Ergebnisse (Tab. 9) ist Ausdruck der einfachen Modellierung des Impulsaustauschs zwischen Ozean und Atmosphäre in den derzeitigen Modellen des BSH und dafür, dass es nur wenige Messungen im Bereich hoher Windgeschwindigkeiten gibt.

Die Werte mit dem Ansatz von WU (1982) stellen keine obere Grenze für die Schwankungsbreite dar. Zum Beispiel wurde eine lineare Anpassung des Ansatzes von CHARNOCK, der auch in Nordseemodellen angewandt wurde, hier nicht noch einmal getestet, weil er schon bei geringen und mittleren Windgeschwindigkeiten zu hohe Wasserstände erzeugt (vergl. JANSSEN, 1996). Für 1976 EPS45 werden, anders als bei der Neuberechnung der Sturmflut vom 3.12.1999, die Wu82-Werte außer in Husum immer von den Onvlee93-Werten übertroffen. Der erste unter Berücksichtigung der Daten von POWELL et al. (2003) vorgeschlagene Ansatz (red.1) dagegen stellt mit ziemlicher Sicherheit eine untere Grenze dar.

Die Darstellung der Scheitelwasserstände (Abb. 21 und 22) ist ein wichtiges Ergebnis des BSH-Teilprojekts. Die Scheitelwasserstände, verursacht durch die extreme IFS/LM-Sturmflutwetterlage, 1976 EPS45, sind so dargestellt, dass sie leicht ablesbar sind. Der Verlauf der Linien gleichen Scheitelwasserstandes, der nicht überall gleichzeitig eintritt, ist recht einfach strukturiert. Die höchsten Wasserstände treten in Ästurarien und Buchten auf. Danach ist der Küstenabschnitt zwischen Wilhelmshaven und Husum deutlich stärker von extremen Wasserständen betroffen als weiter östlich und weiter nördlich liegende Orte.

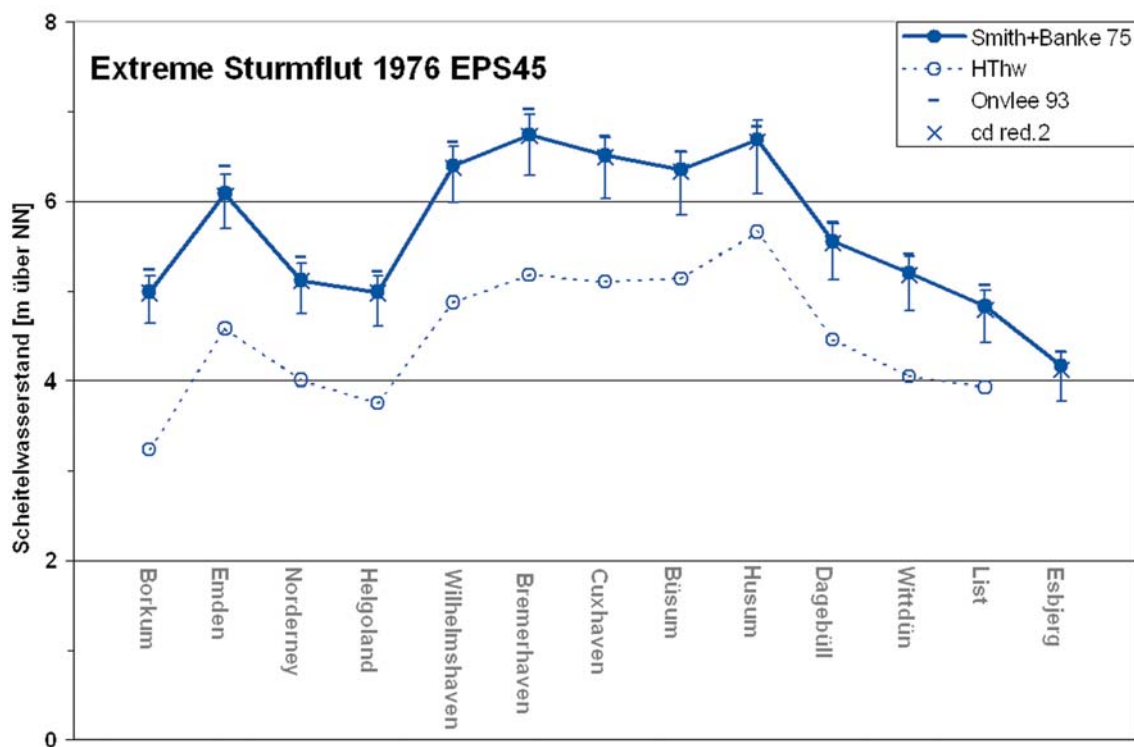


Abb. 20: Scheitelwasserstände für Küstenorte im Bereich der Deutschen Bucht (IFS/LM, Küstenmodell) mit Schwankungsbreiten entsprechend unterschiedlicher Ansätze für den Windschubspannungskoeffizienten, Bandbreiten von red.1 (untere Grenze) bis Wu82 (obere Grenze)

Tab. 9: Scheitelwasserstände [m über NN] und Schwankungsbreiten [m]

	HThw	Wu80/82	Onvlee93	Smith + Banke 75	red.2	red.1	Bereich relativ zu Smith + Banke 75	
Borkum	3,24	5,17	5,23	4,99	4,98	4,64	+0,24	−0,35
Emden	4,58	6,30	6,39	6,09	6,06	5,70	+0,30	−0,39
Norderney	4,01	5,31	5,37	5,12	5,11	4,75	+0,25	−0,37
Helgoland	3,76	5,17	5,21	4,99	4,98	4,61	+0,22	−0,38
Wilhelms.	4,87	6,61	6,65	6,40	6,38	5,99	+0,25	−0,41
Bremerh.	5,18	6,97	7,02	6,74	6,73	6,29	+0,28	−0,45
Cuxhaven	5,10	6,71	6,72	6,51	6,49	6,03	+0,21	−0,48
Büsum	5,14	6,55	6,55	6,35	6,33	5,85	+0,20	−0,50
Husum	5,66	6,91	6,83	6,69	6,67	6,09	+0,22	−0,60
Dagebüll	4,46	5,75	5,76	5,55	5,53	5,13	+0,21	−0,42
Wittdün	4,05	5,38	5,40	5,20	5,18	4,78	+0,20	−0,42
List	3,93	5,01	5,06	4,83	4,79	4,42	+0,23	−0,41
Esbjerg		4,32	4,32	4,17	4,12	3,78	+0,15	−0,39

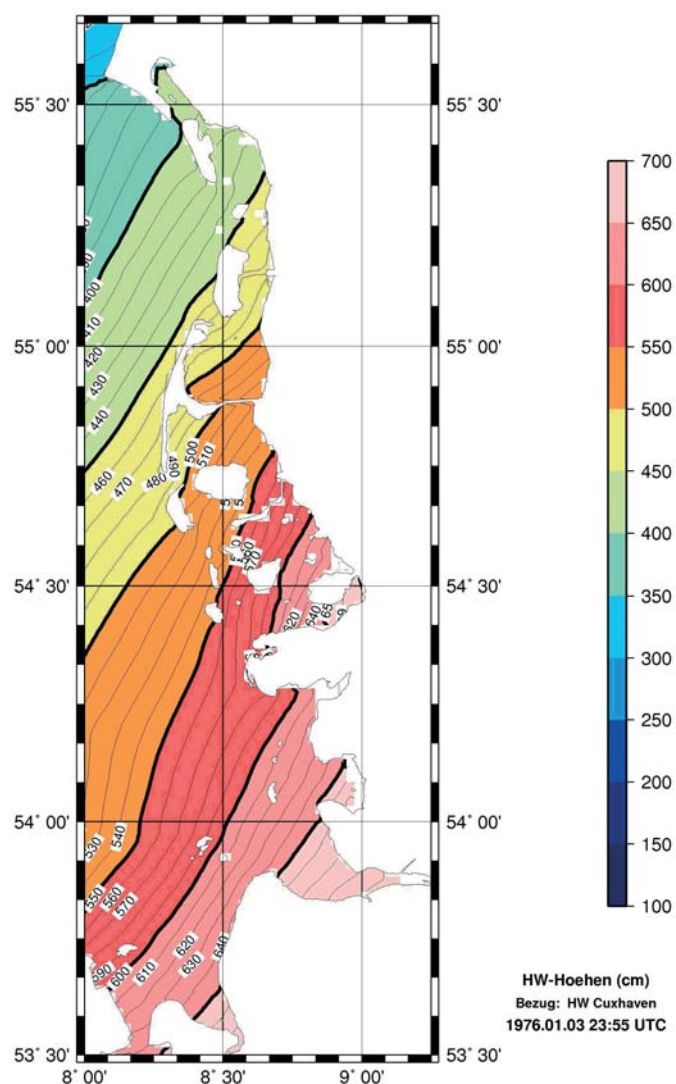


Abb. 21: Scheitelwasserstände für die Sturmflutwetterlage EPS45 1976 in der östlichen Deutschen Bucht (Küstenmodell)

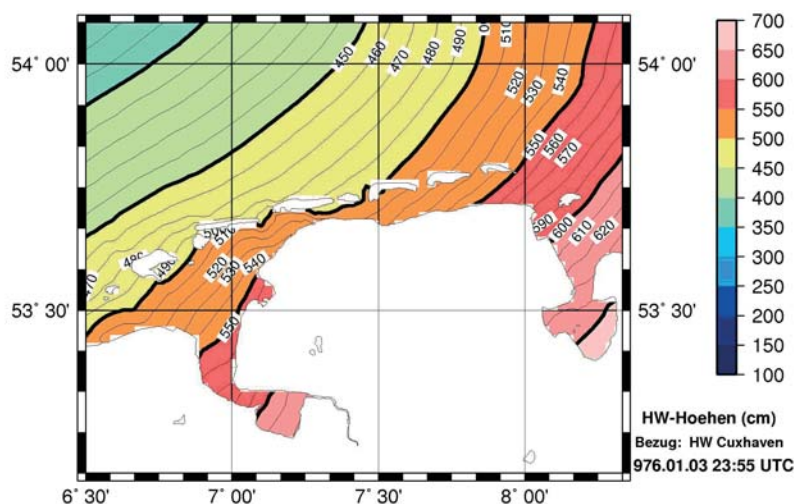


Abb. 22: Scheitelwasserstände für die Sturmflutwetterlage EPS45 1976 in der westlichen Deutschen Bucht (Küstenmodell)

3.4.5.4 Einordnung

Die Scheitelwerte der extremen Sturmflut 1976 EPS45 IFS/LM liegen an allen Pegelorten deutlich über allen HThw (Abb. 23). Für Husum werden ähnlich hohe Werte bei der Sturmflut 1999 EPS05 IFS/LM und in Esbjerg 1990 EPS20 IFS/LM erreicht. Übertroffen wurden die Werte teilweise von IFS-Simulationen. Im Projekt wurden jedoch die IFS/LM-Simulationen gegenüber den IFS-Läufen bevorzugt.

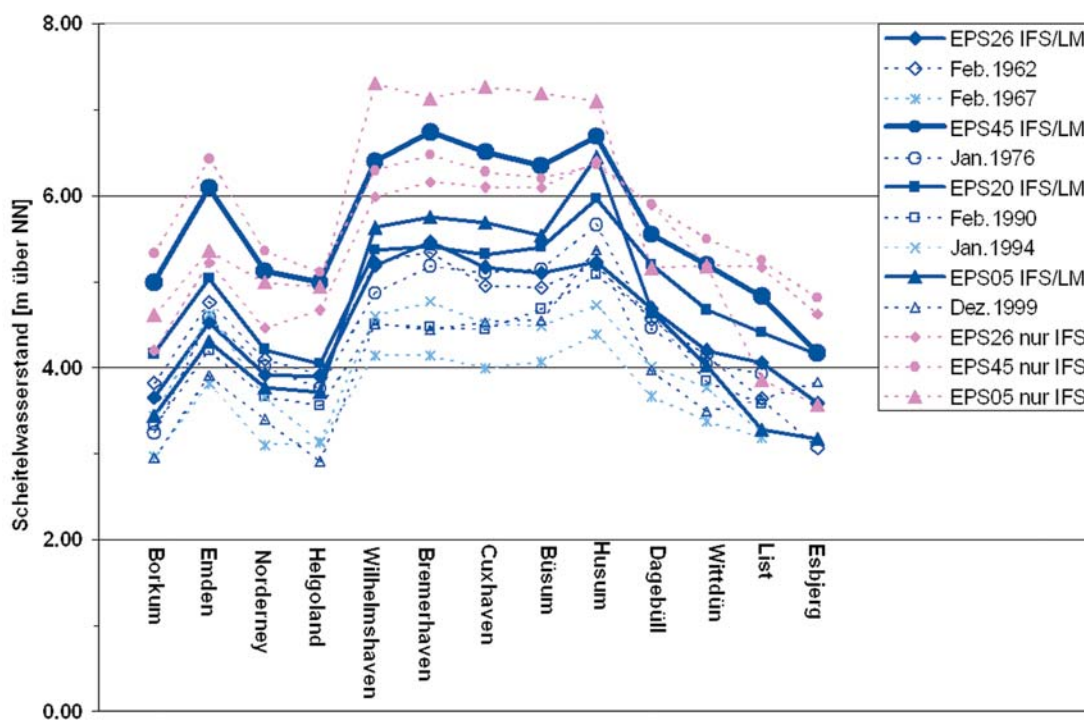


Abb. 23: Regionale Verteilung extremer Scheitelwasserstände (Küstenmodell und tatsächlich eingetretene Sturmfluten)

Tab. 10: Maximale Scheitelwasserstände bezogen auf NN für Küstenorte der Deutschen Bucht (IFS/LM, Küstenmodell) im Vergleich mit den Beobachtungen (bis einschließlich Juni 2005)

Ort	16./17.2.1962		3.1.1976		27.2.1990		3.12.1999	
	EPS26	HThw	EPS45	HThw	EPS20	HThw	EPS05	HThw
Borkum	3,65	3,82	4,99	3,24	4,16	3,32	3,44	2,95
Emden	4,53	4,76	6,09	4,58	5,04	4,20	4,30	3,91
Norderney	3,92	4,10	5,12	4,01	4,21	3,66	3,77	3,40
Helgoland	3,90	3,92	4,99	3,76	4,05	3,56	3,72	2,91
Wilhelmshaven	5,19	5,22	6,40	4,87	5,37	4,50	5,63	4,51
Bremerhaven	5,46	5,35	6,74	5,18	5,41	4,47	5,75	4,44
Cuxhaven	5,17	4,95	6,51	5,10	5,32	4,44	5,69	4,53
Büsum	5,10	4,93	6,35	5,14	5,40	4,68	5,54	4,55
Husum	5,23	5,20	6,69	5,66	5,97	5,08	6,45	5,37
Dagebüll	4,69	4,56	5,55	4,46	5,20	4,62	4,66	3,97
Wittdün	4,20	4,14	5,20	4,05	4,67	3,84	4,02	3,49
List	4,06	3,64	4,83	3,93	4,41	3,58	3,28	3,63
Esbjerg	3,59	3,07	4,17		4,15		3,17	3,83

3.5 Bewertung der hydrodynamischen Ergebnisse

Die Nordsee ist von September bis April gewöhnlich einer Reihe von Stürmen ausgesetzt. Diese ziehen meistens nördlich der Britischen Inseln oder über sie hinweg nach Osten und brauchen dabei etwa einen Tag, um Skandinavien zu erreichen. Bis zu einem gewissen Maß schützen die Britischen Inseln die Nordsee vor dem vollen Effekt der Stürme, da die einzige Richtung, aus der Wind unbeeinflusst von Landmassen die Nordsee erreicht, Norden ist. Trotzdem sind es oft aus Westen quer über die Nordsee ziehende kleine Tiefdruckgebiete, die zu extremen Sturmfluten führen. Schätzungen extremer Stundenmittelwerte der Windgeschwindigkeiten geben 39 m s^{-1} in der nördlichen Nordsee und 32 m s^{-1} für die südliche Nordsee an (HOWARTH, 2001).

Stauwirksame Wetterlagen wurden in dieser Studie über den Effektivwind, die Projektion des mittleren Windes auf WNW, ermittelt. Im Zustandsbericht der Nordsee von 2003 (LÖWE et al., 2005) wird eine Klassifizierung von Wetterlagen auf die Nordsee angewandt, die aus Luftdruckfeldern neben dem Wind auch die vorticity (Wirbelstärke) charakterisiert. Für zukünftige Untersuchungen ist zu überlegen, inwieweit sich in diesen Fällen aus einer solchen Klassifizierung ein besseres automatisches Auswahlkriterium für stauwirksame Wetterlagen entwickeln lässt.

Schon früh wurde versucht, Sturmflutwetterlagen zu unterscheiden. CORKAN (1948) beschreibt neun typische Sturmflutwetterlagen. RODEWALD (1965) gibt neun Merkmale an, die eine Entwicklung zur Sturmflutwetterlage kennzeichnen. KRUHL (1978) reduziert die Klassifizierung im Wesentlichen auf zwei Typen. Beim Skandinavientyp entwickeln sich auf der Rückseite des über Skandinavien ziehenden Sturmtiefs stauwirksame Nordweststürme über der Deutschen Bucht. Beim Jütlandtief zieht das Sturmtief direkt über die Nordsee und vertieft sich dort. HEWER (1980) charakterisiert entsprechend die Sturmfluten als vom Windstautyp bzw. als vom Zirkulartyp. DOLATA et al. (1983) unterscheiden zusätzlich einen positiven und einen negativen Zirkulartyp. Die Sturmflut vom 3.1.1976 gehört danach zum negativen Zirkulartyp.

HEWER (1980) war die erste, die aus konstruierten Extremwetterlagen mit hydrodynamisch-numerischen Modellen extreme Sturmfluten berechnete. Für die Extremflut vom Windstautyp, eine Variation der Sturmflut 1962, errechnete sie einen Scheitelwasserstand in Cuxhaven von 7,50 m, für die Extremflut vom Zirkulartyp (1976) 6,80 m.

Im Projekt MUSE wurden auf Grundlage des „Ensemble Prediction System“ (EPS) realistische, aber bisher nicht eingetretene extreme Wetterlagen erzeugt. Bei diesem Verfahren erwies sich die Wetterlage 1962 als sehr stabil gegenüber einer Störung der Anfangsbedingungen. Die resultierenden Wasserstände bleiben dicht an den Beobachtungen. Maximale Scheitelwasserstände werden dagegen an allen Küstenpegeln der Deutschen Bucht von einer Realisierung des Orkans „Capella“ vom 3.1.1976, EPS45, erzeugt. In Cuxhaven ist das ein Scheitelwasserstand von 6,51 m, etwa 1,40 m über dem höchsten bis zum Juni 2005 beobachteten Wert.

Für die anderen Pegel entlang der Küste liegen die Scheitelwasserstände 1 m bis 1,5 m über den am 3.1.1976 eingetretenen Werten (Tab. 10). Es zeigen sich systematische regionale Unterschiede.

Die Simulationsergebnisse übertreffen teilweise alle bisher eingetretenen Wasserstände an der deutschen Küste deutlich und sind in der Größenordnung der den etwaigen Klimaänderungen zugeschriebenen Werte (MAI, 2004). Die im Projekt MUSE simulierten Extremwerte resultieren aus Sturmflutwetterlagen, die schon beim heutigen Klima ohne weiteres entstehen können.

4. Extremwertstatistik

4.1 Grundlagen der Extremwertstatistik

Die Statistik nimmt in der Bestimmung von Bemessungsereignissen in der Hydrologie eine wichtige Rolle ein. Dabei werden neben den allgemeinen Verfahren der beschreibenden (deskriptiven) Statistik vor allem Verfahren aus der schließenden Statistik (Interferenzstatistik) zur Anwendung gebracht, um Aussagen über die extrapolierten Bereiche einer Datenreihe zu erhalten. Werden Aussagen über die Höhe oder Größe eines gesuchten Extremereignisses (z.B. Wasserstand) benötigt, werden eine oder mehrere Datenreihen einer statistischen Extremwertanalyse unterzogen.

Dazu müssen zunächst aus einer gegebenen Datenreihe Extremwerte gebildet werden. Extremwerte können sowohl Maximal- als auch Minimalwerte sein; in dem vorliegenden Projekt werden jedoch nur Maximalwerte betrachtet. Dies kann prinzipiell auf zwei unterschiedliche Arten erfolgen: Entweder werden die Daten blockweise gruppiert und jeweils der Maximalwert (Gumbel-Verfahren) (PLATE, 1993) bestimmt oder es werden alle Werte über einem zuvor definierten Schwellenwert – z.B. 90-%-Quantil der Datenreihe – ermittelt (Peaks-Over-Threshold-Verfahren). Um die Daten einer statistischen Analyse zuführen zu können, werden bestimmte Anforderungen an die Daten gestellt. Die einzelnen Extremwerte müssen voneinander unabhängig (stochastisch), stationär und homogen sein und einen zeitlich konstanten Abstand (äquidistant) aufweisen. In der hydrologischen Praxis wird zur Auswahl der Extremwerte oft das Gumbel-Verfahren benutzt, in dem jeweils der Maximalwert eines Zeitintervalls bestimmt wird. Gebräuchlich ist die Verwendung von jährlichen Maximalwerten, die für jeden Pegel an der deutschen Nordseeküste und den Tideästuaren in Form der HThw-Jahreshauptwerte vorliegen. Der HThw-Wert eines Jahres ist somit der höchste

von 706 ± 2 Tidehochwasserständen (Thw) eines hydrologischen Jahres (jeweils 1. November bis 31. Oktober des darauf folgenden Jahres).

Die gängigen Verfahren der statistischen Datenanalyse von Extremwerten sind in vielfältiger Weise in der verfügbaren Literatur beschrieben.

Die wohl umfassendste Arbeit, die sich eingehend mit der statistischen Analyse von Extremwerten befasst, wurde 1958 von E. Gumbel vorgelegt und stellt heute noch für viele Bereiche der Extremwertstatistik die Grundlage dar. GUMBEL (1958) definiert drei Klassen von Extremwertverteilungen und erläutert detailliert deren Ermittlung und Anwendungsmöglichkeiten.

In DVWK (1999) werden ein Überblick und Empfehlungen zur statistischen Analyse von Extremwerten im Bereich der Hochwasserabflüsse im Binnenbereich gegeben. Die prinzipielle Methodik ist jedoch auch auf die Analyse von Pegelwasserständen an den Küsten zu übertragen.

Allgemeine Ausführungen zur Extremwertstatistik und deren Anwendung auf Wasserstände sind z.B. in CHOW (1964), JENSEN (1985), MANIAK (1992), PLATE (1993), DYCK und PESCHKE (1995) und JENSEN et al. (2003) zu finden.

Weitergehende Hinweise zur Extremwertanalyse von Daten an den deutschen Küsten werden in EAK (2002) behandelt. Hier findet sich eine Übersicht der gängigen anzuwendenden Verteilungsfunktionen und deren Parameterbestimmung. Insbesondere wird hier festgestellt (Zitat EAK, 2002): „*Die Bewertung extremer Ereignisse muss immer auch die Betrachtung physikalisch möglicher Grenzzustände mit einschließen.*“

Darüber hinaus gibt es eine Vielzahl von Aufsätzen, die sich mit speziellen Fragestellungen zu dieser Thematik beschäftigen. JENSEN und FRANK (2003) vergleichen mehrere Verfahren zur Ermittlung von Bemessungswasserständen mit Eintrittswahrscheinlichkeiten von $P = 10^{-4}$ und geben einige Empfehlungen. In JENSEN et al. (2003) werden ergänzend dazu neuere Verfahren vorgestellt, die aus dem Bereich der Erdbebenstatistik stammen.

Neuere Untersuchungen befassen sich zudem mit der so genannten „stationären Extremwertstatistik“. Bei diesen Verfahren werden die Parameter der Verteilungsfunktionen nicht durch einen stationären Ausdruck beschrieben, sondern durch eine zeitlich abhängige Funktion. Ausführungen dazu finden sich in BARDOSSY und PAKOSCH (2005), STRUPCZEWSKI, SING und FELUCH (2002), JENSEN, FRANK, MUDERSBACH und BLASI (2005). Weitere Ausführungen sind im zugehörigen Teilbericht des Abschlussberichtes zu finden (JENSEN UND MUDERSBACH, 2005).

4.2 Definition des Begriffs Wahrscheinlichkeit

Der Begriff der Wahrscheinlichkeit wird in vielen Bereichen verwendet und wird daher teilweise unterschiedlich definiert. Aus diesem Grund finden sich im Folgenden einige Ausführungen zum Verständnis des Begriffs „Wahrscheinlichkeit“ im vorliegenden Kontext.

Wenn von der Wahrscheinlichkeit eines Wasserstandes gesprochen wird, so muss zunächst festgestellt werden, ob die Unter- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit gemeint ist. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit ist das komplementäre Ereignis zur Unterschreitungswahrscheinlichkeit und ergibt sich aus:

$$P_{\bar{U}} = 1 - P_U$$

Die Unter- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit gibt die Wahrscheinlichkeit dafür an, dass ein bestimmtes Ereignis innerhalb einer bestimmten Zeitspanne mindestens einmal unter- oder überschritten wird. In der vorliegenden Arbeit werden die Wahrscheinlichkeiten immer auf die Zeitspanne 1 Jahr [1a] angegeben.

Die Begriffe Überschreitungswahrscheinlichkeit, Eintrittswahrscheinlichkeit und Eintrittsrate sind gleichwertig, solange der Bezugszeitraum von 1 Jahr [1a] zugrunde gelegt wird.

Alternativ zu der Angabe einer Überschreitungswahrscheinlichkeit wird oftmals der Begriff „Jährlichkeit [a]“ verwendet, der sich bei einem Bezugszeitraum von 1a aus dem Kehrwert der Überschreitungswahrscheinlichkeit ergibt, so wird z.B. ein Ereignis mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ oftmals auch als das 10.000-jährliche Ereignis beschrieben.

Diese alternative Bezeichnung ist zwar mathematisch korrekt, jedoch wird oftmals damit impliziert, dass es sich hierbei um eine Prognose für die nächsten 10.000 Jahre handelt. Diese Interpretation ist falsch; es handelt sich lediglich um eine Aussage zur Überschreitungswahrscheinlichkeit bezogen auf ein Jahr. Es wird mit solchen Aussagen somit keine Prognose für die Zukunft erstellt. Aufgrund dieser möglichen Fehlinterpretationen wird empfohlen, nicht den Begriff Jährlichkeit, sondern nur die oben eingeführten Begriffe der Unter- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit bzw. Eintrittswahrscheinlichkeit zu verwenden.

4.3 Beschreibung des PROMUSE-Verfahrens

In der Literatur zur Ermittlung von Bemessungsereignissen (z.B. DVWK, 1999) sind eine Vielzahl von Verteilungsfunktionen angegeben, die für die Analyse der Extremwert-Datensätze herangezogen werden können. Es wird in jedem Fall empfohlen, die Daten mit mehreren Verteilungsfunktionen zu analysieren, um dann anhand der Anpassungsgüteparameter und der visuellen Kontrolle zu einer Festlegung für eine Verteilungsfunktion zu gelangen.

In der Regel haben alle angegebenen Verteilungsfunktionen die Beschränkung, dass Extrapolationen nur bis zum 2- bis 3-fachen der beobachteten Zeitspanne zulässig sind. Bis zu diesem Bereich liefern alle Funktionen in der Regel nur geringe bis mäßige Abweichungen, darüber hinaus können extreme Unterschiede in den Berechnungen auftreten, weshalb die angegebene Beschränkung zwingend notwendig ist.

In der Praxis liegen Pegelbeobachtungen von maximal 100 bis 150 Jahren vor, was dazu führt, dass maximal auf mittlere Wiederkehrintervalle von 300 bis 450 Jahren ($P_{\bar{U}} = 3 \cdot 10^{-3}/a$ bis $2 \cdot 10^{-3}/a$) extrapoliert werden kann. Mittlerweile ist jedoch in einigen Regelwerken die Forderung nach der Angabe von Ereignissen mit deutlich kleineren Überschreitungswahrscheinlichkeiten (z.T. $< P_{\bar{U}} = 10^{-3}/a, 10^{-4}/a$) enthalten (z.B. DIN 19700). Ebenso werden in benachbarten Ländern bereits seit einiger Zeit (z.B. Niederlande) Küstenschutzstrategien nach solchen Ereignissen ausgelegt (PHILIPPART et al., 1995). Diese Forderung kann mit den bisher angegebenen Verfahren nicht erfüllt werden. Teilweise sind in der Literatur Faktoren angegeben, mit denen z.B. von einem 100-jährlichen Ereignis auf ein 1.000-jährliches Ereignis (z.B. Faktor 1,3) geschlossen werden kann (z.B. DIN 19700). Diese Vorgehensweise ist jedoch nur als grobe Schätzung anzusehen, die keine physikalische Begründung beinhaltet.

Bei der Verwendung von Verteilungsfunktionen sollte beachtet werden, dass es bei allen Ereignissen (z.B. Wasserstand, Windgeschwindigkeit, Erdbebenstärke) die physikalisch abgeleitete Erkenntnis gibt, dass die Werte nicht ins Unermessliche steigen können, sondern obere Maximalwerte vorhanden sein müssen.

Am einsichtigsten ist diese Erkenntnis bei der Betrachtung von Erdbebenstärken auf der „nach oben offenen Richter-Skala“. Ein Punkt mehr auf der Richterskala bedeutet einen etwa zehnfach höheren Ausschlag und die 32-fache Energiefreisetzung. Aufgrund ihrer Definition ist die Richterskala nach oben theoretisch unbegrenzt, die physischen Eigenschaften der Erdkruste machen ein Auftreten von Erdbeben der Stärke 9,5 oder höher nahezu unmöglich, da das Gestein nicht genug Energie speichern kann, sondern sich vor Erreichen dieser Stärke entlädt.

Auch im Bereich der Wasserstände an der Küste ergeben sich physikalisch bedingte Obergrenzen aus den Gleichgewichtsbedingungen. Der sturmfluterzeugende Wind kann das Wasser nur dann aufstauen, wenn eine ausreichende Schubspannung an der Grenzschicht zwischen Wasser und Luft vorhanden ist. Mit zunehmender Windstärke und damit zunehmender Wellen- und Gischtbildung nimmt die Schubspannung deutlich ab, wodurch das Wasser nicht weiter aufgestaut werden kann (POWELL et al., 2003). Diese maximal möglichen Zustände lassen sich durch physikalisch-konsistente meteorologische und ozeanographische Modelle abschätzen. Aufgrund dieser Tatsache ist die Anwendung von Extremwertfunktionen mit Berücksichtigung einer oberen Grenze sinnvoll.

Die Grundlage des ProMUSE-Verfahrens bildet die Allgemeine Extremwertverteilung (AE, *engl.*: GEV), deren Verteilungsfunktion allgemein in der Form

$$F(x) = \begin{cases} \exp\left[-(1-\tau \cdot a(x-b))^{\frac{1}{\tau}}\right] & \text{für } \tau \neq 0 \\ \exp[-\exp(-a(x-b))] & \text{für } \tau = 0 \end{cases}$$

gegeben ist. Die Allgemeine Extremwertverteilung beinhaltet drei verschiedene Extremwertverteilungen:

- GUMBEL-Typ I für $\tau = 0$
- GUMBEL-Typ II oder FRECHET-Typ für $\tau < 0$
- GUMBEL-Typ III oder WEIBULL-Typ für $\tau > 0$

Die klassische Referenz zu diesen Extremwertverteilungsfunktionen ist GUMBEL (1958). ROSENHAUER und AHORNER (1991) verwenden diesen Ansatz zur Ermittlung von Erdbeben Eintrittsraten.

Die Allgemeine Extremwertverteilung ist eine dreiparametrische Funktion, die durch die direkte Verwendung des Erwartungswertes μ , der Standardabweichung σ und des Form- bzw. Krümmungsparameters τ angegeben werden kann zu

$$F(x) = \exp\left[-\left(f_1 - f_2 \cdot \frac{(x-\mu)}{\sigma}\right)^{\frac{1}{\tau}}\right]$$

mit den Abkürzungen

$$f_1 = \Gamma(1+\tau)$$

$$f_2 = \sqrt{\Gamma(1+2\tau) - \Gamma^2(1+\tau)}$$

Die Bestimmung der Allgemeinen Extremwertverteilung konzentriert sich damit auf die Parameterschätzung für den Erwartungswert μ , die Standardabweichung σ und den Krümmungsparameter τ . Dabei ist darauf zu achten, dass die Parameterschätzung möglichst biasfrei (erwartungstreu) erfolgt. Da für das Projekt MUSE eine spezielle Anpassung der Schätzung des Krümmungsparameters τ über einen Maximalwert erfolgte, wird die verwendete Verteilungsfunktion im Folgenden mit PromUSE-Verteilung bezeichnet (JENSEN und MUDERSBACH, 2005).

4.4 Datengrundlagen

Für die Untersuchungen wurden die Daten von neun deutschen Nordseepegeln analysiert (Abb. 1). Für die vorliegende Aufgabe eignet sich insbesondere die Verwendung von jährlichen Werten (Jahreshauptzahlen) der höchsten Tidehochwasserstände (HThw). Zur Homogenisierung der Daten wird die zugehörige Zeitreihe der mittleren Tidehochwasserstände (MThw) verwendet. Alle Jahreshauptwerte liegen jeweils für das hydrologische bzw. wasserwirtschaftliche Jahr vor, welches vom 1.11. eines Jahres bis zum 31.10. des Folgejahres reicht. Innerhalb der projektbegleitenden KFKI-Gruppe wurde sich darauf verständigt, dass die Daten der folgenden Pegel analysiert werden:

- Emden (1901–2004)
- Norderney (1901–2004)
- Bremerhaven (1901–2004)
- Helgoland (1911–2004)
- Cuxhaven (1849–2004)
- Husum (1868–2004)
- Büsum (1871–2004)
- Dagebüll (1874–2004)
- List (1931–2004)

Die vorliegenden Jahreshauptzahlen sind in das Höhenbezugssystem „Normal-Null [cmNN]“ umgerechnet worden, wobei die zeitlich variablen Höhenlagen der Pegelnullpunkte berücksichtigt wurden. Für die analysierten Pegel sind in Tab. 11 die höchsten simulierten Daten des BSH im Vergleich zu den bisher höchsten Beobachtungsdaten (HThw) dargestellt.

Tab. 11: Ergebnisse der Wasserstandsmodellierung

Pegel	HThw [cmNN]	simulierter max. Wasser- stand nach BSH [cmNN]	Abweichungen durch unterschied- liche Windschub- spannungsansätze [cmNN]	Bemerkung
Emden	517 ₁₉₀₆	609	570 ... 639	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Norderney	410 ₁₉₆₂	512	475 ... 537	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Bremerhaven	535 ₁₉₆₂	674	629 ... 702	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Helgoland	392 ₁₉₆₂	499	461 ... 521	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Cuxhaven	510 ₁₉₇₆	651	603 ... 672	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Husum	566 ₁₉₇₆	669	609 ... 691	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Büsum	514 ₁₉₇₆	635	585 ... 655	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
List	404 ₁₉₈₂	483	442 ... 506	EPS45-1976, IFS-LM-Wind
Dagebüll	472 ₁₉₈₂	555	513 ... 576	EPS45-1976, IFS-LM-Wind

4.5 Parameter der Verteilungsfunktion

Wie oben erläutert, ergibt sich die ProMUSE-Verteilungsfunktion zu:

$$\lambda \cdot t = (f_1 - f_2 \cdot \frac{x - \mu}{\sigma})^{\frac{1}{\tau}}$$

mit den Parametern f_1 , f_2 , μ , σ , und τ .

In Tab. 12 sind diese Parameter für die untersuchten Pegel angegeben. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass sich diese Parameter selbstverständlich nur mit den zugrunde gelegten Daten ergeben. Werden die Datenreihen aktualisiert, so sind die hier aufgeführten Parameter neu zu bestimmen.

Tab. 12: Parameter der ProMUSE-Verteilungsfunktion

Pegel	Parameter der ProMUSE-Verteilungsfunktion				
	f_1	f_2	μ	σ	τ
Emden (1901–2004)	0,9299	0,1825	364,3841	55,8349	0,1696
Norderney (1901–2004)	0,9363	0,1547	303,5658	44,3786	0,1403
Bremerhaven (1901–2004)	0,9501	0,1178	386,6257	53,6535	0,1032
Cuxhaven (1849–2004)	0,9567	0,1009	358,8156	51,4710	0,0870
Helgoland (1911–2004)	0,9509	0,1155	275,9447	41,2907	0,1011
Büsum (1871–2004)	0,9493	0,1197	359,4407	51,8887	0,1054
Husum (1868–2004)	0,9347	0,1592	394,3388	59,2945	0,1449
Dagebüll (1874–2004)	0,9258	0,1857	340,2784	50,5881	0,1730
List (1931–2004)	0,9253	0,1873	272,0028	49,4027	0,1747

4.6 Auswertungen für den Pegel Cuxhaven

Im Folgenden wird die detaillierte Darstellung der statistischen Analyse exemplarisch für den Pegel Cuxhaven vorgestellt. Mit den weiteren Pegeln wurde analog verfahren; eine zusammenfassende Darstellung und Bewertung der Ergebnisse ist im nächsten Abschnitt gegeben. Neben der ProMUSE-Verteilung wurde zum Vergleich der Ergebnisse jeweils eine Anpassung mit der Allgemeinen Extremwertverteilung (GEV) vorgenommen, jedoch ohne spezielle Berücksichtigung eines oberen Grenzwertes. Dabei wurden zwei verschiedene Parameterschätzverfahren angewendet: Maximum-Likelihood-Estimation (MLE) und Probability-Weighted Moments (PWM).

Der Pegel Cuxhaven hat eine HThw-Zeitreihe von 1849 bis 2004. Der Pegel Cuxhaven ist damit der Pegel mit der längsten Zeitreihenaufzeichnung an der deutschen Nordseeküste. Aufgrund der qualitativ hochwertigen Datenreihe und der, bezogen auf das Gebiet der Deutschen Bucht, zentralen Lage des Pegels, nimmt dieser eine Sonderstellung innerhalb der untersuchten Pegel ein. Den Ergebnissen des Pegels Cuxhaven wird daher ein besonderes Gewicht gegeben, da dieser als Referenz- oder Vergleichspegel für vielfältige Aufgabenstellungen herangezogen wird. Diese Zeitreihe wurde mit dem 19-jährigen Mittel des entsprechenden MThw homogenisiert, welches einen linearen säkularen Anstieg von $s_{T(1849-2004)} = 0,26 \text{ cm/Jahr}$ aufweist (Abb. 24). Die Homogenisierung erfolgte auf das Jahr 2004, weshalb die Werte

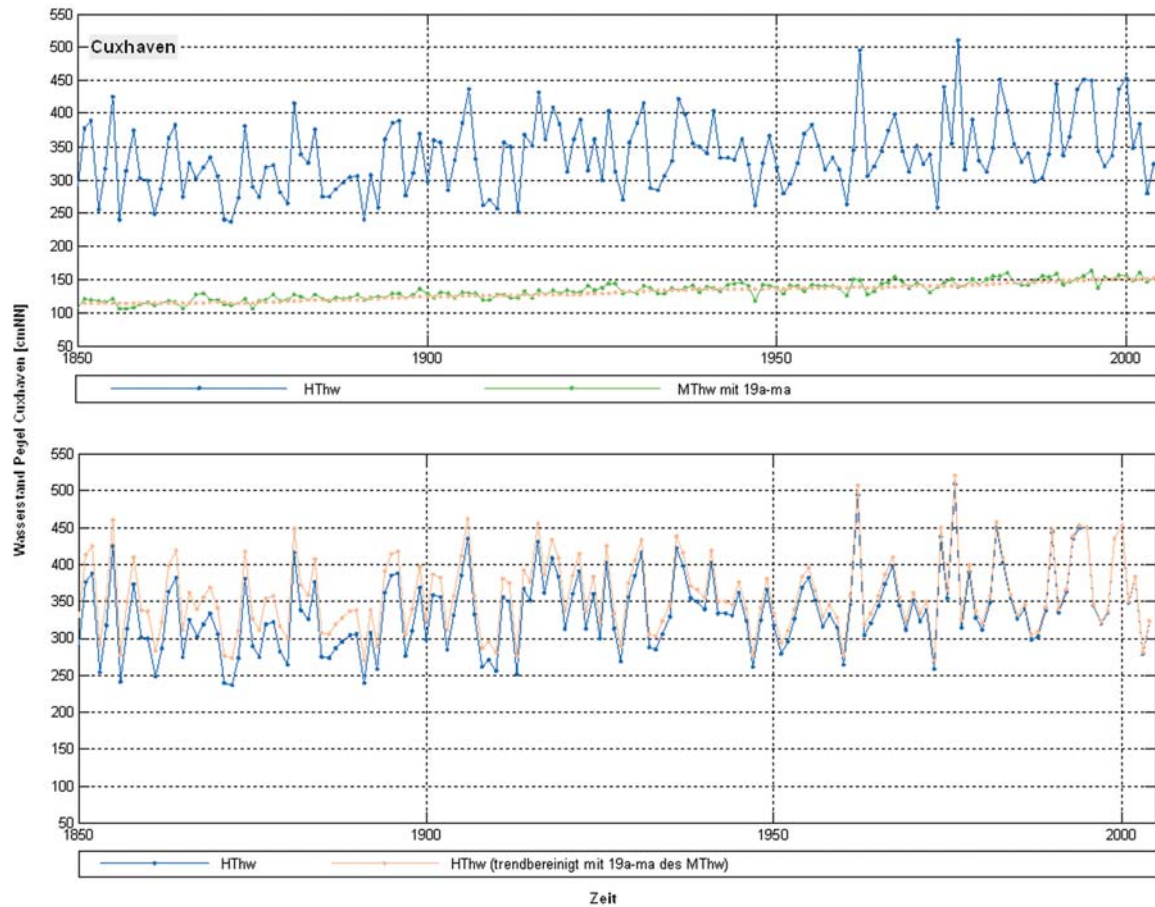


Abb. 24: HThw- und MThw-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven mit Trendbereinigung

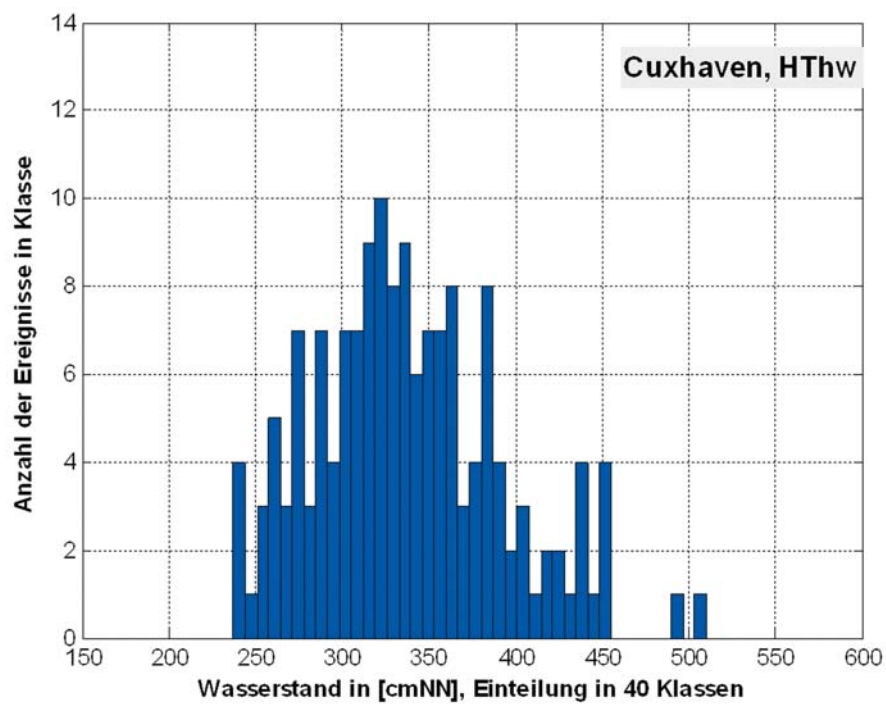


Abb. 25: Histogramm der HThw-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven

vor 2004 leicht erhöht werden. Die jährlichen Extremwerte (HThw) weisen die Häufigkeitsverteilung nach Abb. 25 auf.

Die Ergebnisse der statistisch-probabilistischen Analyse sind der Abb. 26 und Tab. 13 zu entnehmen. Der modellierte Maximalwert des BSH liegt mit $W_{BSH} = 651$ cmNN um 141 cm über dem bisher beobachteten Höchstwert im Jahr 1976 mit $HHThw_{1976} = 510$ cmNN.

Die angewendeten Verteilungsfunktionen beschreiben alle in ähnlicher Weise die HThw-Zeitreihe. Die ProMUSE-Funktion liegt etwas über den GEV-Verteilungen, jedoch sind die Unterschiede nicht signifikant. Bis in den Bereich des 10^{-4} /a-Ereignisses verlaufen die Funktionen fast deckungsgleich und so ergeben sich auch beim 10^{-4} /a-Ereignis lediglich Differenzen von 3 bis 12 cm. Der Verlauf der GEV-Verteilungen (ohne Berücksichtigung eines oberen Grenzwertes) ist jedoch stark abhängig von der vorliegenden Datenreihe. Auswertungen an anderen Pegelstandorten haben zum Teil deutliche Abweichungen ergeben, wohingegen die ProMUSE-Verteilung auch bei Vorliegen einzelner Extremwerte ein sehr robustes Verhalten aufweist. Weitere Ausführungen und vergleichende Betrachtungen hierzu sind dem Abschlussbericht des Forschungsvorhabens MUSE zu entnehmen (JENSEN und MUDERSBACH, 2005)

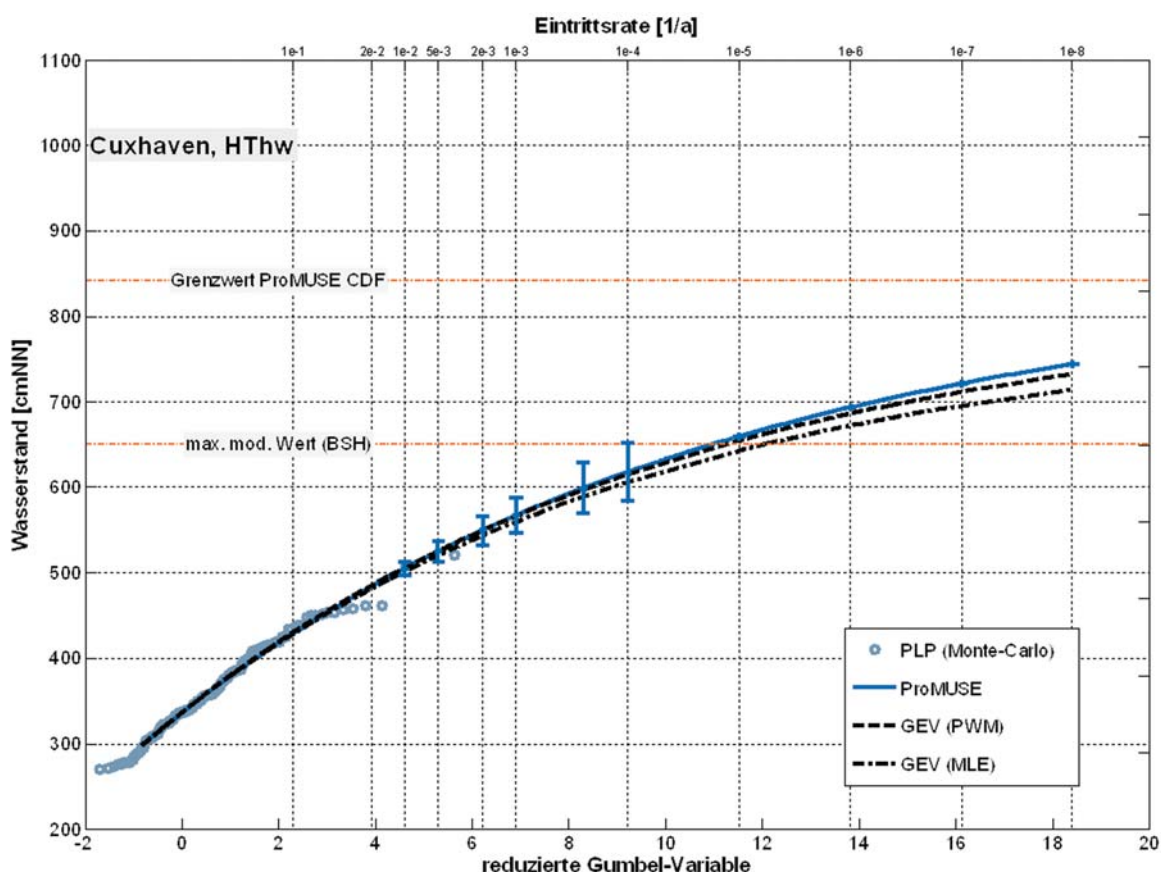


Abb. 26: Statistisch-probabilistische Analyse der HThw-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven

Tab. 13: Ergebnisse der statistisch-probabilistischen Analyse der HThw-Zeitreihe des Pegels Cuxhaven

Pegel:	Cuxhaven, HThw			
Maximalwert (BSH):	651 cmNN	math. Grenzwert:	842 cmNN	
Wahrscheinlichkeit $P_{\bar{U}}$	ProMUSE [cmNN]	Streubreite [cmNN]	GEV (PWM) [cmNN]	GEV (MLE) [cmNN]
$1,00 \cdot 10^{-2}$	505	496 ... 513	506	502
$5,00 \cdot 10^{-3}$	525	513 ... 536	526	521
$2,00 \cdot 10^{-3}$	550	533 ... 566	550	544
$1,00 \cdot 10^{-3}$	567	547 ... 588	567	560
$2,50 \cdot 10^{-4}$	599	570 ... 629	—	—
$1,00 \cdot 10^{-4}$	618	584 ... 652	615	606

4.7 Bewertung der Ergebnisse der Extremwertanalyse

Die Ergebnisse der statistisch-probabilistischen Analyse der Wasserstandsdaten sind in Abb. 27 und Tab. 14 dargestellt. Bei der Darstellung der Wasserstände ist unmittelbar zu erkennen, dass die Wasserstände an den Inselpegeln signifikant niedriger ausfallen, als an den Festlandpegeln. Dies ist u.a. durch die größeren Wassertiefen vor den Inseln zu erklären und physikalisch bedingt. Die Wahrscheinlichkeit des bisher höchsten beobachteten Wasserstands an den Pegeln (HThw) liegt bei allen Pegeln im Bereich von $10^{-2}/a$ bis $5 \cdot 10^{-3}/a$. Die

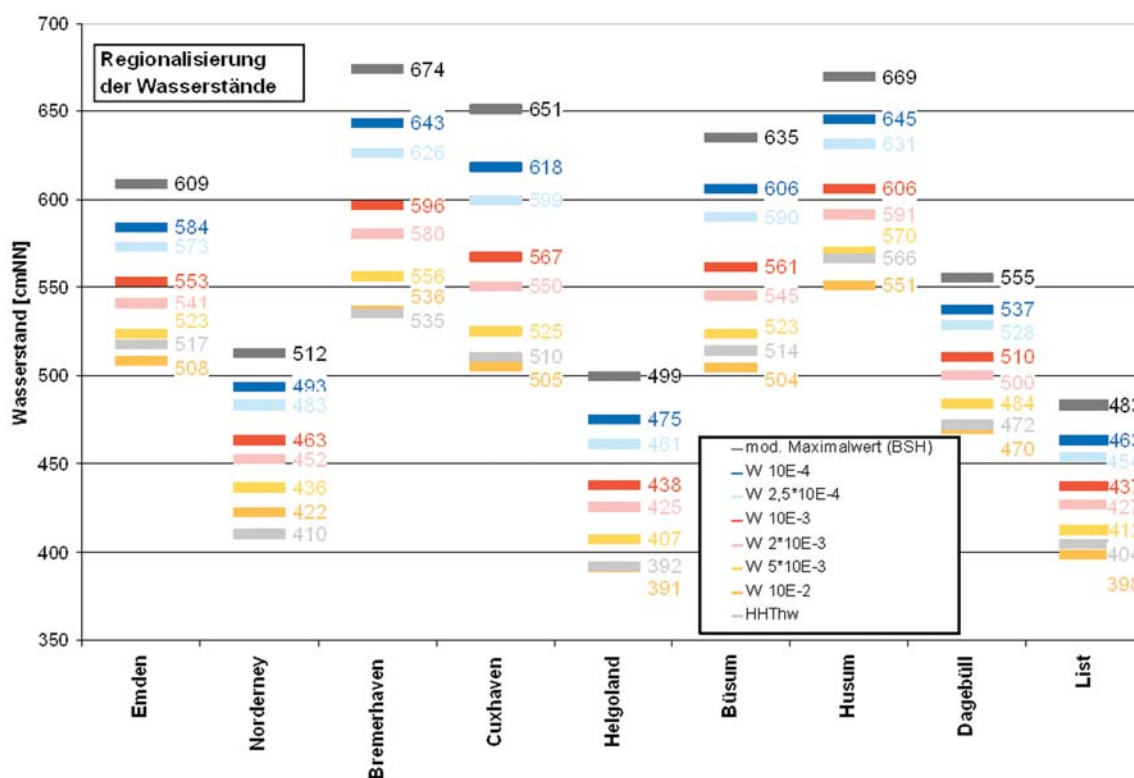


Abb. 27: Ergebnisse der statistisch-probabilistischen Analyse aller untersuchten Nordseepegel

Tab. 14: Zusammenfassende Darstellung der berechneten Wasserstände mit Eintrittswahrscheinlichkeiten

Pegel	Zeitspanne	HHThw	HHThw (beschickt auf Jahr 2004)	mod. Maximal- wert BSH	P ₀ 1 · 10 ⁻²	P ₀ 5 · 10 ⁻³	P ₀ 2 · 10 ⁻³	P ₀ 1 · 10 ⁻³	P ₀ 2,5 · 10 ⁻⁴	P ₀ 1 · 10 ⁻⁴
		[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]	[cmNN]
Emden	1901 - 2004	517 ¹⁹⁰⁶	535 ¹⁹⁰⁶	609 (570 ... 639)	508 (499 ... 516)	523 (511 ... 534)	541 (524 ... 557)	553 (533 ... 574)	573 (544 ... 603)	584 (550 ... 618)
Norderney	1901 - 2004	410 ¹⁹⁶²	420 ¹⁹⁶²	512 (475 ... 537)	422 (413 ... 430)	436 (424 ... 447)	452 (435 ... 468)	463 (443 ... 484)	483 (454 ... 513)	493 (459 ... 527)
Bremerhaven	1901 - 2003	535 ¹⁹⁶²	548 ¹⁹⁶²	674 (629 ... 697)	536 (527 ... 544)	556 (544 ... 567)	580 (563 ... 596)	596 (576 ... 617)	626 (597 ... 656)	643 (609 ... 677)
Cuxhaven	1849 - 2004	510 ¹⁹⁷⁶	521 ¹⁹⁷⁶	651 (603 ... 672)	505 (496 ... 513)	525 (513 ... 536)	550 (533 ... 566)	567 (547 ... 588)	599 (570 ... 629)	618 (584 ... 652)
Helgoland	1911 - 2004	392 ¹⁹⁶²	400 ¹⁹⁶²	499 (461 ... 521)	391 (382 ... 399)	407 (395 ... 418)	425 (408 ... 441)	438 (418 ... 459)	461 (432 ... 491)	475 (441 ... 509)
Büsum	1871 - 2004	514 ¹⁹⁷⁶	526 ¹⁹⁷⁶	635 (585 ... 655)	504 (495 ... 512)	523 (511 ... 534)	545 (528 ... 561)	561 (541 ... 582)	590 (561 ... 620)	606 (572 ... 640)
Husum	1868 - 2004	566 ¹⁹⁷⁶	581 ¹⁹⁷⁶	669 (609 ... 691)	551 (542 ... 559)	570 (558 ... 581)	591 (574 ... 607)	606 (586 ... 627)	631 (602 ... 661)	645 (611 ... 679)
Dagebüll	1874 - 2004	472 ¹⁹⁶²	484 ¹⁹⁶²	555 (513 ... 576)	470 (461 ... 478)	484 (472 ... 495)	500 (483 ... 516)	510 (490 ... 531)	528 (499 ... 558)	537 (503 ... 571)
List	1931 - 2004	404 ¹⁹⁶²	414 ¹⁹⁶²	483 (442 ... 506)	398 (389 ... 406)	412 (400 ... 423)	427 (410 ... 443)	437 (417 ... 458)	454 (425 ... 484)	463 (429 ... 497)

Wasserstände an den vier zentralen Festlandpegeln Bremerhaven, Cuxhaven, Husum und Büsum liegen in etwa auf einem Niveau, die beiden äußeren Pegel Dagebüll und Emden weisen ein etwas geringeres Wasserstandsniveau auf. Dies ist plausibel, da die sturmflutträchtige Windrichtung von ca. 295° zu maximalen Wasserständen im zentralen Bereich der Deutschen Bucht führt und die Wasserstände nach Norden bzw. Süd-Westen hin abfallen. In Abb. 28 sind für die $10^{-4}/a$ -Ereignisse die Streubreiten der ProMUSE-Ergebnisse durch Fehlerbalken angegeben. Dabei ist zu erkennen, dass der maximal modellierte Wert in der Regel noch innerhalb dieses Streubereiches liegt. Diese Aussageunschärfe lässt sich mit den bisher möglichen Verfahren nicht weiter einschränken und bedarf einer pragmatischen Entscheidung bei der Verwendung dieser Werte für konkrete Planungsmaßnahmen

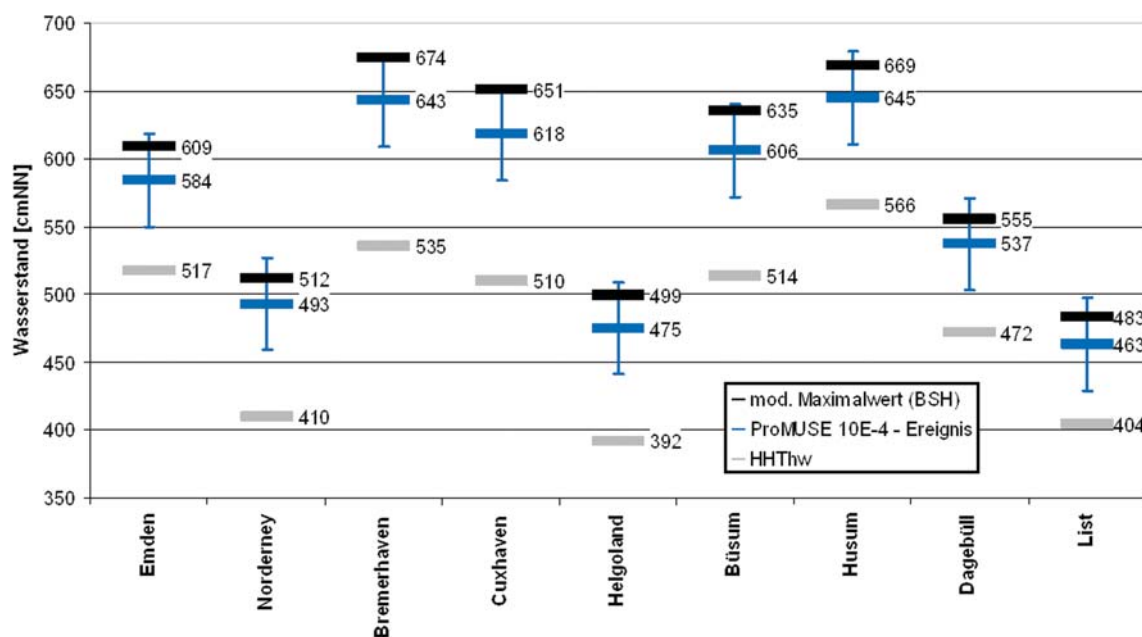


Abb. 28: Ergebnisse der $10^{-4}/a$ -Ereignisse mit den HHThw und modellierten maximalen Wasserständen

5. Zusammenfassende Bewertung

Sturmfluten sind Naturereignisse, die wegen der intensiven Nutzung des Küstenraumes zu schweren Schäden führen können. Sowohl der Küstenschutz als auch die Katastrophenabwehr basieren auf der Analyse extremer Fluten. Aufgrund zunehmender Verstädterung, Besiedelung und Industrialisierung exponierter Regionen sind weltweit die volkswirtschaftlichen Schäden bei Naturkatastrophen in den letzten Jahrzehnten um ein Vielfaches gestiegen (KRON, 2005).

Ausgelöst durch das Sturmtief Anatol im Dezember 1999 und den katastrophalen Sturmfluten in den vergangenen Jahrzehnten (z.B. in den Jahren 1962 und 1976) sind aktuell wieder Fragen nach möglichen Höhen von Sturmfluten laut geworden.

Das Ziel des Vorhabens „Modellgestützte Untersuchung von Sturmflutwasserständen mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten (MUSE)“ war die numerische Berechnung von physikalisch möglichen Wetterlagen bzw. Windfeldern, die zu extremen Sturmflutereignissen an der deutschen Nordseeküste führen können und die Berechnung der daraus resul-

tierenden Wasserstände in der Deutschen Bucht sowie die statistisch-probabilistische Einordnung dieser Ergebnisse hinsichtlich der Eintrittswahrscheinlichkeiten.

Zur Modellierung der Sturmflutwetterlagen und der Nordseewasserstände wurden die Modelle verwendet, die auch zur täglichen Wetter- und Wasserstandsvorhersage vom DWD, EZMW und vom BSH im Routinebetrieb verwendet werden. Damit war sichergestellt, dass bewährte Verfahren benutzt wurden und keine aufwendigen Neuentwicklungen von Modellwerkzeugen erforderlich waren. Das Aufspüren von Wetterlagen, die höhere Scheitelwerte des Wasserstandes als bisher eingetreten erzeugen, war sehr aufwendig. Letztlich wurden Fälle als Variation bekannter Sturmflutwetterlagen gefunden, wobei sich eine Variation der Wetterlage zu Beginn des Jahres 1976 als maximal erwies. Die Scheitelwasserstände während der Sturmflut am 2./3. Januar 1976 wurden durch eine in den Anfangswerten veränderte Variante lokal um bis zu 1,4 m übertroffen.

Die statistische Einordnung von extremen Ereignissen beruht auf der Analyse mittels Extremwertverteilungen und deren Extrapolation. Dabei ist bei den üblichen statistischen Verfahren die Extrapolationszeitspanne auf das 2- bis 3-fache der Beobachtungszeitspanne begrenzt. Darüber hinaus ergeben sich große Unsicherheiten in den Ergebnissen, wodurch eine Abschätzung von Ereignissen mit Überschreitungswahrscheinlichkeiten $P_{\bar{U}} < 2 \cdot 10^{-3}/a$ nur sehr unzureichend möglich ist. Liegen hingegen Informationen über die Höhe sehr extremer Ereignisse und deren Eintrittswahrscheinlichkeit durch numerische Simulationen vor, so können diese in der statistischen Analyse berücksichtigt werden, indem iterativ Ereignisse mit niedrigerem $P_{\bar{U}}$ ermittelt werden.

In der vorliegenden Arbeit wird dazu ein modifiziertes Verfahren der Allgemeinen Extremwertverteilung (*engl.: GEV*) verwendet, bei dem eine obere Grenze vorgegeben werden kann; dieses Verfahren wird mit ProMUSE-Verfahren bezeichnet.

Mit den vorliegenden Daten konnten die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Wasserstände von neun deutschen Nordseepegeln im Bereich von $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ bis $10^{-4}/a$ angegeben werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass die bisher aufgetretenen Höchstwasserstände (HHThw) jeweils im Bereich von etwa $P_{\bar{U}} = 10^{-2}/a$ einzuordnen sind und die Wasserstände mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_{\bar{U}} = 10^{-4}/a$ etwa 60 bis 110 cm über diesen Werten liegen. Ergänzende Monte-Carlo-Simulationen ergaben, dass eine Auswertung mit dem ProMUSE-Verfahren auch beim Vorhandensein singulärer Extremereignisse belastbare Ergebnisse liefert (z.B. JENSEN und MUDERSBACH, 2005).

Neben der Analyse der aufgetretenen Wasserstände wurden Windstauwerte statistisch ausgewertet. Prinzipiell eignet sich das ProMUSE-Verfahren auch sehr gut für diese Analyse, jedoch ergeben sich bei der Rückführung der Windstauergebnisse auf extreme Scheitelwasserstände bisher noch nicht ausreichend beantwortete Fragen, so dass für praktische Anwendungen die statistische Analyse der beobachteten Wasserstände bevorzugt wird.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens MUSE bilden eine wesentliche Grundlage für viele Fragen des Küsteningenieurwesens, da die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Eingangsbelastungsgröße Wasserstand für viele Küstenorte nun auch basierend auf physikalischen Prinzipien angegeben werden können.

Die vorliegenden Ergebnisse können damit auch für die Verifikation der Bemessungswasserstände an der Nordseeküste und der Fortschreibung der Sicherheitskonzepte (z.B. Generalplan Küstenschutz Schleswig-Holstein) genutzt werden. Weiterhin sind die Ergebnisse für eine Umsetzung der geplanten *Richtlinie des Europäischen Parlaments und Rates über die Bewertung und Bekämpfung von Hochwasser* (KOM, 2006) von Bedeutung. Für den Bereich der südlichen Ostsee werden zurzeit im interdisziplinären Verbundprojekt

„Modellgestützte Untersuchungen zu extremen Sturmflutereignissen an der deutschen Ostseeküste (Akronym: MUSTOK)“ entsprechende Analysen mit den hier vorgestellten Methoden durchgeführt.

6. Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Während des Projektes konnten nicht alle Fragen zu extremen Sturmflutereignissen an der deutschen Nordseeküste bearbeitet und beantwortet werden. Die vielen Diskussionen innerhalb und auch außerhalb der Projektgruppe zeigen, dass die Erforschung der verschiedenen Einflussfaktoren und deren Wirkung auf das Sturmflutgeschehen noch nicht abgeschlossen ist und weiterhin Forschungsbedarf vorhanden ist.

Mit den vorliegenden Ergebnissen können die Belastungsgrößen und deren Eintrittswahrscheinlichkeit innerhalb einer Risikoanalyse besser angegeben werden. Weiterer Forschungsbedarf besteht insbesondere hinsichtlich der kombinierten Einwirkung von Seegang und Wasserstand. Die Ansätze für den Energieeintrag des Windes auf die Wasseroberfläche hinsichtlich Seegang und Windstau sind weiter zu entwickeln.

Die verwendeten Modelle unterliegen einem kontinuierlichen Entwicklungsprozess, weshalb die vorliegenden Ergebnisse auch zukünftig mit weiterentwickelten Modellen verifiziert werden müssen.

Weiterhin besteht Forschungsbedarf hinsichtlich der zeitlichen Abhängigkeiten der angegebenen Wahrscheinlichkeiten. Es müssten Aussagen darüber getroffen werden können, wie sich die Wahrscheinlichkeiten innerhalb eines Planungszeitraumes verändern, um dies in die Analysen mit einzubeziehen. Hier könnten Verfahren der instationären Extremwertstatistik einen Beitrag leisten, die jedoch derzeit nur wenig erforscht sind.

Bei der Frage der zeitlichen Abhängigkeit der Wahrscheinlichkeiten müssen dann auch mögliche Klimavariationen berücksichtigt werden, indem Szenarien hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Ereignisse analysiert werden.

7. Danksagung

Wir danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), vertreten durch Dr. Norbert Blum vom Projektträger Jülich, für die gewährte Finanzierung (Förderkennzeichen 03KIS039). Ein besonderer Dank gilt dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Unterstützung des Projektes in der Antragsphase und die fachliche Begleitung während der Bearbeitungsphase. Wir danken BD Frank Thorenz als Forschungsleiter Küste des KFKI und Dr. habil. Gabriele Gönnert als Obfrau der projektbegleitenden Gruppe. Vielfältige Anregungen kamen aus dem Kreise der Projektgruppenmitglieder Dipl.-Ing. Norbert Schaller, Dr. Elisabeth Rudolph, Dipl.-Meteorol. Gudrun Rosenhagen, Dipl.-Meteorol. Heiner Schmidt, Dipl.-Ing. Hans-Gerd Coldewey, Prof. Dr.-Ing. Andrea Töppe, Dipl.-Ing. Hanz Dieter Niemeyer und Dipl.-Ozeanogr. Ralph Annutsch, denen wir dafür zu großem Dank verpflichtet sind.

8. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- AMOROCHO, J. und DEVRIES, J. J.: A New Evaluation of the Wind Stress Coefficient Over Water Surfaces. *Journal of Geophysical Research*, 85, C1, 433–442, 1980.
- ANNUTSCH, R.: Wasserstandsvorhersage und Sturmflutwarnung. *Seewart* 38, 185–204, 1977.
- BARDOSSY, A. und PAKOSCH, S.: Wahrscheinlichkeiten extremer Hochwasser unter sich ändernden Klimaverhältnissen, *Wasserwirtschaft*, Heft 7–8, Wiesbaden, 2005.
- BORK, I. und MÜLLER-NAVARRA, S.: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten (MUSE) – Teilprojekt 2: Sturmflutsimulationen, Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 03KIS039 (KFKE Fördernummer 78), Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), Hamburg, 2005.
- BUIZZA, R.; MILLER, M. und PALMER, T. N.: Stochastic representation of model uncertainties in the ECMWF Ensemble Prediction System. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 125, 2887–2908, 1999.
- CHOW, V. T.: *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill Book Company, New York, 1964.
- CORKAN, R. H.: Storm Surges in the North Sea. H.O. Misc. 15072, Vol. 1–2, 1948, o.S. DEFANT, F., FECHNER, H., SPETH, P.: *Synoptik und Energetik der Hamburger Sturmflutwetterlage vom Februar 1962*. Berichte des Deutschen Wetterdienstes, ISBN 3-88148-102-8, 1972.
- DICK, S.: Die Sturmflut am 3. Dezember 1999 – Fallstudien mit dem Windstaumodell des BSH. Vortrag auf dem Sturmflut-Workshop der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Dienststelle Hamburg), 16.11.2000.
- DICK, S.; KLEINE, E.; MÜLLER-NAVARRA, S. H. and KOMO, H.: The operational circulation model of BSH (BSHcmod) Model description and validation. *Berichte des BSH Nr. 29/2001*.
- DIN 19700: Stauanlagen DIN 19700-10 bis DIN 19700-13, Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN, Beuth-Verlag, 2004.
- DOLATA, L. F.; ROECKNER, E. and BEHR, H.: Prognostic Storm Surge Simulation with a Combined Meteorological/Oceanographic Model. In: J. Sündermann (E.), *Circulation and Contaminant Fluxes in the North Sea*. Springer-Verlag Berlin, 266–278, 1983.
- DVWK: Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK-Merkblatt 251/1999, Kommissionsvertrieb Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn, 1999a.
- DYCK, S. und PESCHKE, G.: *Grundlagen der Hydrologie*, Verlag für Bauwesen, 3. Aufl., Berlin, 1995.
- EAK: Empfehlungen für Küstenschutzwerke (EAK 2002), DIE KÜSTE, H. 65, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Boysen & Co., Heide, 2002.
- EMANUEL, K.: A Similarity Hypothesis for Air-Sea Exchange at Extreme Wind Speeds. *Journal of Atmospheric Sciences*, 60, 1420–1428, 2003.
- FOKEN, TH.: *Angewandte Meteorologie*, 2. Aufl., Springer, Berlin und Heidelberg, 2006.
- GERRITSEN, H. and BIJLSMA, A. C.: Modelling of tidal and winddriven flow: The Dutch Continental Shelf Model. *Computer Modelling in Ocean Engineering*. Schrefler & Zienkiewicz (ed.), Balkema, Rotterdam, 331–338, 1988.
- GUMBEL, E. J.: *Statistics of Extremes*, Columbia University Press, New York, 1958.
- HEWER, R.: Untersuchungen zur Entwicklung von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste auf der Basis hydrodynamisch-numerischer Modelle. Diplomarbeit, Universität Hamburg, 1980.
- HOWARTH, M. J.: North Sea circulation. *Encyclopedia of Ocean Sciences*, ed. J. H. Steele, S. A. Thorpe, K. K. Turekian, Vol. 4, 1912–1921, 2001.
- JANSSEN, F.: Auswirkungen unterschiedlicher Windschubspannungsansätze auf die Qualität von Wasserstandsvorhersagen mit einem numerischen Nordseemodell. Diplomarbeit im Fach Ozeanographie, Universität Hamburg, 165 S., 1996.
- JENSEN, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. *Mitteilungen Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig*, H. 88, 1985.
- JENSEN, J.; FRANK, T.; ZIMMERMANN, C.; MAI, S.; ROSENHAUER, W.; MEISWINKEL, R. und BARG, G.: Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen, *HANSA*, Nr. 11, 140. Jahrgang, Hamburg, 2003.
- JENSEN, J. und FRANK, T.: Abschätzung von Sturmflutwasserständen mit sehr kleinen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, *Die Küste*, H. 67, 2003.

- JENSEN, J.; FRANK, T.; MUDERSBACH, C.; BLASI, C.: Statistical Analysis of Extreme Hydrological Data, Proceedings of the 7. International MEDCOAST 2005-Conference, Kusadasi, Turkey, 2005.
- JENSEN, J. und MUDERSBACH, CH.: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten (MUSE) – Teilprojekt 3: Statistisch-probabilistische Extremwertanalyse, Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 03KIS039 (KFKI Fördernummer 78), Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) an der Universität, Siegen, 2005.
- JUNG, T.; KLINKER, E. and UPPALA, S.: Reanalysis and reforecast of three major European storms of the twentieth century using ECMWF forecasting system. Part I: Analyses and deterministic forecasts. Meteorol. Appl. 11, 343–361, 2004.
- KALNAY, E.; KAMAMITSU, M.; KISTLER, R.; COLLINS, W.; DEAVEN, D.; GANDIN, L.; IREDELL, M.; SAHA, S.; WHITE, G.; WOOLLEN, G. and ZHU, Y.: The NCEP/NCAR 40-year Reanalysis Project. Bulletin of the American Meteorological Society, 77, 3, 437–471, 1996.
- KLEINE, E.: Die Konzeption eines numerischen Verfahrens für die Advektionsgleichung. Literaturübersicht und Details der Methode im operationellen Modell des BSH für Nordsee und Ostsee. Eigenverlag E. Kleine, Hamburg, 106 S., 1993.
- KLEINE, E.: Das operationelle Modell des BSH für Nordsee und Ostsee. Konzeption und Übersicht. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 126 S., 1994.
- KOZIAR, CH. und RENNERT, V.: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten (MUSE) – Teilprojekt 1: Numerische Berechnung physikalisch konsistenter Wetterlagen mit Atmosphärenmodellen, Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben 03KIS039 (KFKI Fördernummer 78), Deutscher Wetterdienst (DWD), Offenbach, 2005.
- KOM: Vorschlag für eine Richtlinie des Europäischen Parlaments und des Rates über die Bewertung und Bekämpfung von Hochwasser, Kommission der Europäischen Gemeinschaften, SEK (2006) 66, Brüssel, 2006.
- KRON, W.: Hochwasser, in: Wetterkatastrophen und Klimawandel – Sind wir noch zu retten?, Münchener Rück, 2005.
- KRUHL, H.: Sturmflut – Wetterlagen. promet, 8. Jahrgang, Heft 4, 6–8, 1978.
- LOEWE, P.; SCHMOLKE, S.; BECKER, G.; BROCKMANN, U.; DICK, S.; ENGELKE, C.; FROHSE, A.; HORN, W.; KLEIN, H.; MÜLLER-NAVARRA, S.; NIES, H.; SCHRADER, D.; SCHULZ, A.; THEOBALD, N. und WEIGELT, S.: Nordseezustand 2003. Berichte des BSH, Nr. 38, 217 S., 2004.
- MAI, S.: Klimafolgenanalyse und Risiko für eine Küstenzone am Beispiel der Jade-Weser-Region. Diss. Universität Hannover, Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Mitteilungen Heft 91, 275 S., 2004.
- MANIAK, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft, 2. Aufl. Springer-Verlag, Berlin, 1992.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H. and GIESE, H.: Improvements of an empirical model to forecast wind surge in the German Bight. DHZ, 51, Nr. 4, 385–405, 1999.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.; LANGE, W.; DICK, S. and SOETJE, K. C.: Über die Verfahren der Wasserstands- und Sturmflutvorhersage: Hydrodynamisch-numerische Modelle der Nord- und Ostsee und ein empirisch-statistisches Verfahren für die Deutsche Bucht. promet, Jahrg. 29, Nr. 1–4, 117–124, 2003.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.: Sturmfluten – Land unter an Nord- und Ostsee. In: Entfesselte Elemente – Der Mensch und die Kräfte der Natur. S. 92 – 99. Wissen-Media-Verl., Gütersloh. 480 S., 2005.
- MÜLLER-NAVARRA, S. H.; BORK, I.; JENSEN, J.; KOZIAR, CH.; MUDERSBACH, CH. und RUDOLPH, E.: Modellstudien zur Sturmflut und zum Hamburg-Orkan 1962, HANSA 143, 66–82, 12/2006.
- NDR: Dokumentation des Norddeutschen Rundfunks über die Sturmflutnacht vom 16./17. Februar 1962. ISBN 3-935157-51-7, 2004.
- ONVLEE, J. R. N.: The performance of drag relations in the WAQUA storm surge model. Koninklijk nederlandse meteorologisch instituut, Technical report TR-149, De Bilt, 25 S., 1993.
- PETERSEN, M. und RHODE, H.: Sturmflut. Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe. Karl Wachholtz Verlag, Neumünster, 1991.
- PHILIPPART, M. E.; DILLINGH, D. and PWA, S. T.: De basispeilen langs de Nederlandse Kust – de ruimtelijke verdeling en overschrijdingslijnen, rapport RIKZ-95.008 Ministerie van Ver-

- keer en Waterstaat, Direktorat-Generaal Rijkswaterstaat, Rijkinstituut voor Kust en Zee (RIKZ), 1995.
- PLATE, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993.
- POWELL, M. D.; VICKERY, P. J. and REINHOLD, T. A.: Reduced drag coefficient for high wind speeds in tropical cyclones. *Nature*, 422, 279–283, 2003.
- RODEWALD, M.: Zur Entstehungsgeschichte von Sturmflut-Wetterlagen in der Nordsee. *Die Küste*, Jahrgang 13, 1–60, 1965.
- ROEDIGER, G.: Entwicklung und Verlauf der Wetterlage vom 16./17. Februar 1962. *Die Küste*, Jahrgang 10, Heft 1, 1–4, 1962.
- ROSENHAUER, W. und AHORNER, L.: Spezielle Untersuchungen zur Magnituden-Häufigkeits-Relation für die seismische Risikoanalyse. Kolloquium Erdbeben-Ingenieurwesen, Nationale Gruppe für Erdbebeningenieurwesen, Telegrafenberg, Potsdam und Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB), Potsdam, 1991.
- SMITH S. D. and BANKE E. G.: Variation of the sea surface drag coefficient with wind speed. *Quart. J. R. Met. Soc.* 101, 665–673, 1975.
- STUPCZEWSKI, W. G.; SING, V. P. and FELUCH, W.: Non-stationary Approach to at-site Flood Frequency Modelling I. Maximum Likelihood Estimation. *Journal of Hydrology*, 248, 123–142, 2002.
- WU, J.: Wind-Stress Coefficient Over Sea Surface From Breeze to Hurricane. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 87, No. C12, 9704–9706, 1982.

Localization of global climate change: Storm surge scenarios for Hamburg in 2030 and 2085

By IRIS GROSSMANN¹, KATJA WOTH¹ and HANS VON STORCH^{1,2}

Z u s a m m e n f a s s u n g

Auf der Grundlage eines regionalen Szenarios, das unter Verwendung eines hydrodynamischen Modells der Nordsee erstellt wurde, wird ein lokales Szenario für zukünftige Höchstwasserstände des Pegels von Hamburg, St. Pauli entwickelt. Zwei unterschiedliche Emissionsszenarien, A2 und B2 (charakterisiert im IPCC Special Report on Emission Scenarios, SRES), die mit Hilfe unterschiedlicher globaler und regionaler Klimamodelle auf Europäisches Klima projiziert wurden, werden betrachtet. Bis zum Zeithorizont 2030 erscheint ein Anstieg der jährlichen Höchstwasserstände in St. Pauli von 20 cm möglich und plausibel. Bis 2085 erhöht sich der projizierte Anstieg auf im Mittel 64 cm. Bei diesen Berechnungen wird ein Anstieg des mittleren Meeresspiegels von 9 cm (2030), bzw. von 29 und 33 cm (2085) zugrunde gelegt. Die Ergebnisse sind mit Unsicherheiten behaftet, insbesondere für den Zeithorizont 2085. Die Unsicherheiten entstehen nicht nur durch die verwendeten Emissionsszenarien, sondern auch infolge mehrerer Regionalisierungsschritte, die die Prozesse ausgehend von den globalen Emissionsanstiegen bis hin zu den lokalen Auswirkungen spezifizieren. Durch die Verwendung unterschiedlicher Szenarien und Modelle summieren sich die Unsicherheiten bis auf ± 20 cm um 2030 und auf ± 50 cm um 2085. Diese Werte berücksichtigen auch Unsicherheiten in den Abschätzungen des mittleren Anstiegs des Meeresspiegels sowie in den Abschätzungen des Abschmelzens von Inlandeismassen in einem wärmeren Klima.

S u m m a r y

A local scenario for future high water levels for the tide gauge of Hamburg, St. Pauli is constructed on the basis of a regional scenario prepared with a hydrodynamical model of the North Sea. Two different emission scenarios, A2 and B2 (characterized in the IPCC Special Report on Emission Scenarios, SRES), which were projected onto European climate conditions by different global and regional climate models, are considered. An increase of the annual maximum water level in St. Pauli of about 20 cm appears possible and plausible for the time horizon of 2030. In 2085, the mean scenario for St. Pauli amounts to an increase of 64 cm. These calculations employ a mean sea level rise of 9 cm (2030) and of 29 and 33 cm (2085), respectively. These values are uncertain, in particular for the time horizon 2085, not only because of the employed emission scenarios but also because of a series of downscaling steps, which describe the sequence of processes from increased emissions to local changes. When using different scenarios and models, we find uncertainties of up to ± 20 cm in 2030 and up to ± 50 cm in 2085. These numbers also account for the uncertainty in mean sea level rise and the unknown response of land-ice to a warmer climate.

K e y w o r d s

North Sea, Climate change, High water levels

¹ Institute for Coastal Research, GKSS Research Center, Geesthacht

² Meteorological Institute, University of Hamburg, Hamburg

Contents

1. Introduction	170
2. Methodology	174
2.1 Linking high waters in the North Sea and in St. Pauli	174
2.2 Temporal interpolation	177
3. Results	178
4. Discussion and caveats	180
5. Acknowledgements	180
6. References	181

1. Introduction

Since both the disastrous flood of 1962 and the well-managed 1976 flood, flood protection in the city of Hamburg and the area downstream between Hamburg and the Elbe mouth has been constantly adapted to changes in high water levels. Such changes may be due to river engineering measures (Freie und Hansestadt Hamburg, 2005, Arbeitsgemeinschaft für die Reinhaltung der Elbe, 1984, SIEFERT et al., 1988) or to changes in the global and regional climate (Freie und Hansestadt Hamburg, 2005).

Fig. 1 shows, among others, the temporal development of the depth of the Elbe waterway and of the mean high water (MHW, red curve) in the Port of Hamburg since 1950. Deepening measures have been carried out since approximately 1850 (Arbeitsgemeinschaft

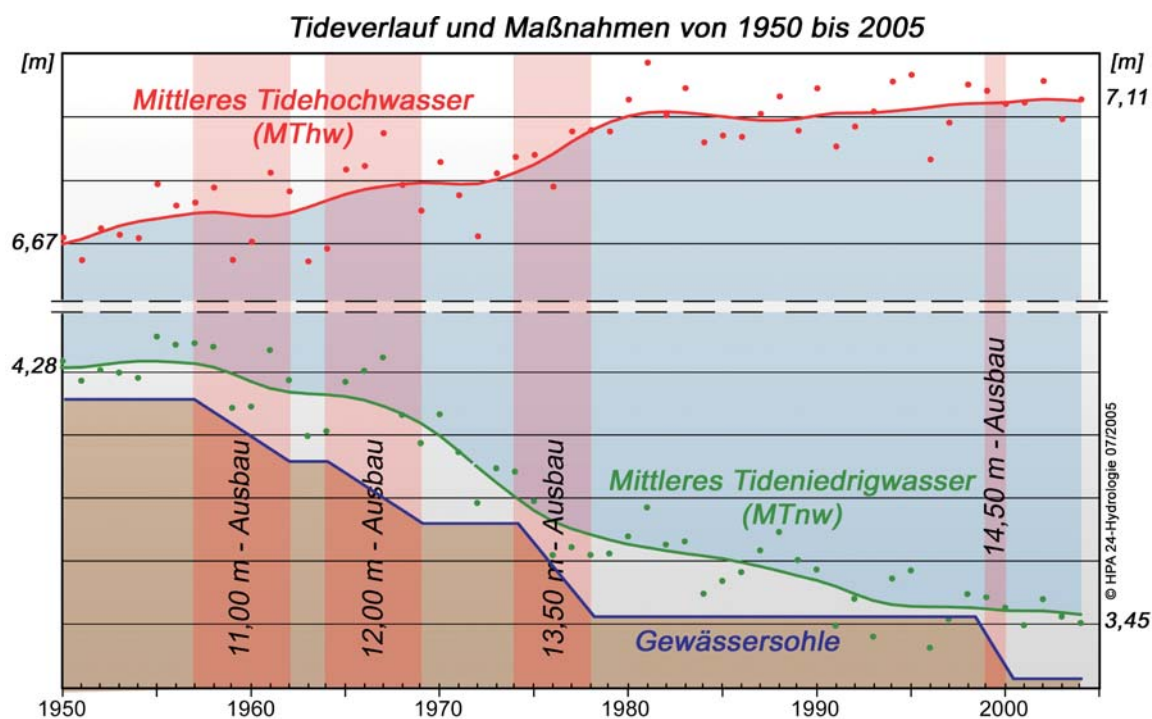


Fig. 1: Mean depth of the waterway, mean low water (MLW, green line) and mean high water (MHW, red line) at Hamburg St. Pauli 1950–2004. The depth of the waterway is given in chart datum (SKN) while MLW and MHW are indicated in m above the tide gage (Pegelnul) of 5 m. The MLW is not stable during the interval of interest (1980–1990) but the MHW is stable. The horizontal lines delineate 20 cm differences. Courtesy of Hamburg Port Authority, Hydrology

für die Reinhaltung der Elbe, 1984). A depth of 8 m was reached in 1910 and a depth of 10 m in 1950. In the late 1950s the waterway was deepened to 11 m. At the same time, the MHW in St. Pauli rose by 10 cm. A depth of 13.50 m was achieved in the mid 1970s; then the MHW had increased by about 40 cm since 1950. The tidal change displayed in the figure is due to coastal protection measures, barrages and modifications of the tributaries, and to the deepening of the waterway (GÖNNERT, pers. comm.). These measures also had an effect on the heights of extreme high waters. It is estimated that measures of coastal defense led to an increase of 45 cm and the deepening the shipping channel to an increase of 15 cm (HAAKE, 2004).

Since the 1980s the MHW has remained relatively constant. Another indication that the hydrodynamical regime of the Elbe estuary has not changed significantly since the 1980s is provided by Fig. 2 – the difference between extreme high waters in St. Pauli and in Cuxhaven has remained stationary since about 1980. That shows that the influence of human impact on the Elbe River on extreme high waters has stabilized since the 1980s.

In the present study, the influence of the possible future climate change on high water levels in Hamburg St. Pauli is investigated. This possible future climate change is described by “scenarios” of future climate change. These scenarios present possible, consistent, plausible but not necessarily probable futures (e.g., SCHWARTZ, 1991). They have been prepared by first envisaging emissions of climatically relevant substances into the atmosphere, and by then simulating the effect of these emissions on the climate system with numerical models.

Towards this end, results from “A2” and “B2”-scenarios (HOUGHTON et al., 2001) of extreme high waters at the North Sea coast between 2071 and 2100 are projected for Hamburg St. Pauli for the time horizons 2030 and 2085. These scenarios are part of a series of scenarios which have been considered in the EU project PRUDENCE (CHRISTENSEN et al., 2002). They are all derived from global climate change simulations with either the General Circulation Model HadAM3H of the Hadley Center (HUDSON and JONES, 2002; HULME

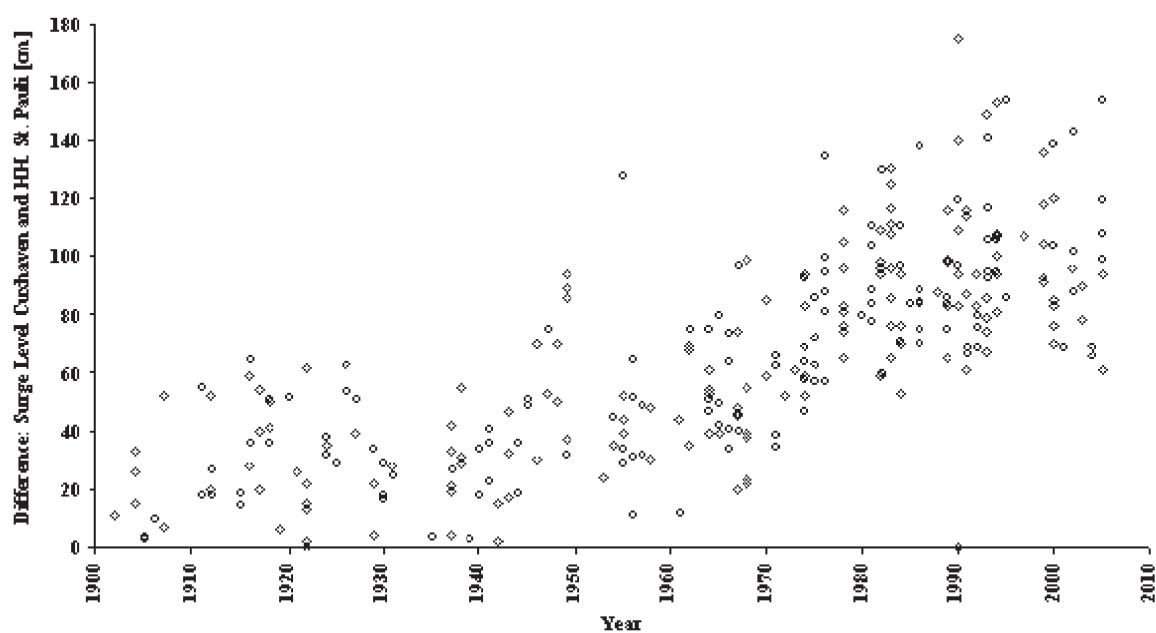


Fig. 2: Differences between extreme high waters in St. Pauli and Cuxhaven (in cm). Due to dredging of the waterway and coastal defense measures the difference has grown during the 1960s and 70s, but since about 1980 conditions are stationary. Courtesy of Hamburg Port Authority, Hydrology

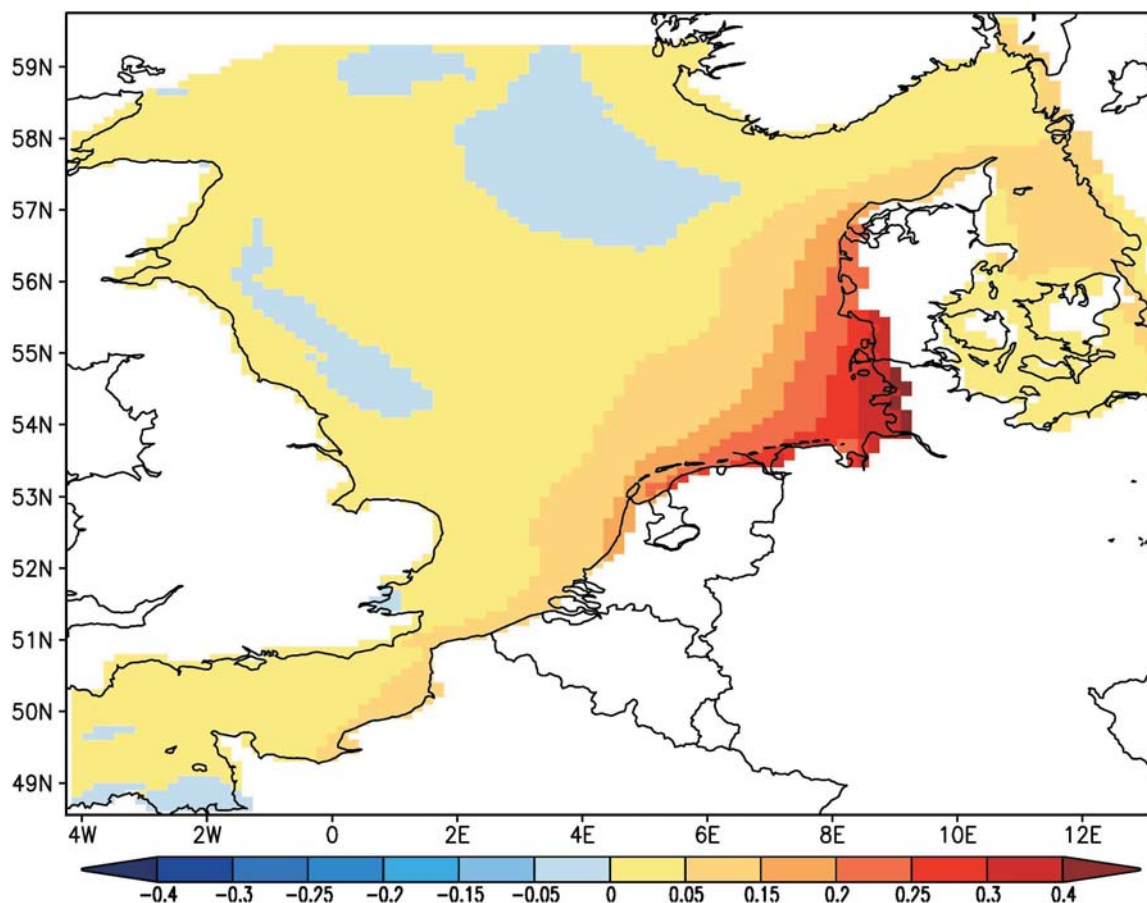


Fig. 3: Changes of the 30 winter mean of the annual maximum of high waters [m] in the A2-scenario projected for 2071–2100, as simulated by TRIMGEO in response to RCAO winds

et al., 2002) or the Max-Planck-Institute for Meteorology model ECHAM4/OPYC3 (ROECKNER et al., 1999). The two emission scenarios A2 and B2 envisage an increase of atmospheric greenhouse gas concentrations at the end of the 21st century which correspond to more than a tripling of pre-industrial levels (A2) and more than a doubling (B2). A2 is a relatively pessimistic scenario, whereas B2 expects considerably lower emissions (see also <http://www.grida.no/climate/ipcc/emission>).

A series of scenarios of high waters and storm surges³ in the North Sea (WOTH et al., 2006) is constructed in two steps. First, the HadAM3H global atmospheric scenarios given on a $300 \times 400 \text{ km}^2$ grid are dynamically downscaled⁴ to a 50 km grid covering Northern Europe. Then, based on the downscaled wind and air pressure fields, the barotropic hydrodynamic model TRIMGEO (CASULLI and CATTANI, 1994; CASULLI and STELLING, 1998) simulates water levels and currents for the North Sea on a grid of about $10 \times 10 \text{ km}^2$ (e.g.,

³ High water levels are understood as the actual highest water level within a tidal cycle. These do not necessarily coincide with the astronomical high tide. Storm surges are understood to describe the water level that is obtained by subtracting the tide. Both have been simulated with TRIMGEO (WOTH et al., 2006).

⁴ Dynamic downscaling: regionalization with a regional climate model.

ASPELIEN and WEISSE, 2005) for decades of years. If future conditions are simulated then the expected rise in mean sea level is not considered. Instead, following KAUKER (1998) and LOWE et al. (2001) it can be assumed that surge levels are unaffected by the mean sea level, at least in the North Sea itself, and according to PLUESS (2004) this can be extended to overall high water levels⁵. Therefore, we consider changes in mean sea level height and high water levels as independent developments. This may not apply to the Elbe estuary, i.e., for the St. Pauli tide gauge, but is expected to provide an upper boundary for changes in the high water levels.

The dynamical downscaling is achieved using four different regional models (WOTH et al., 2006). However, the resulting scenarios of storm surges and high water levels depend only weakly on the regional climate model used. Fig. 3 shows one of these scenarios, which was obtained by running the TRIMGEO model with winds simulated with the regional climate model RCAO of the Rossby Center in Norrköping, Sweden. RCAO (DÖSCHER et al., 2002) is a coupled atmosphere-ocean model, which incorporates the Rossby Centers regional atmosphere model RCA (RUMMUKAINEN et al., 2001) and their ocean model RCO (MEIER et al., 2003).

The downscaling sequence described above leads to an estimate of the expected changes from 1961–90 to the time horizon 2071–2100 given the emission scenario A2 or B2. It is not possible to use the simulation for the 2071–2100 directly as a possible future for this time. This is because of the systematic errors in the simulations – when simulating the 1961–90 time horizon, the simulated high water levels are underestimated, which is mainly due to the global climate change simulation. Therefore it is common in climate research to consider only the change, assuming that the relatively small systematic errors cancel out.

An interesting detail is the similarity between A2 and B2 changes in storm surge levels (WOTH, 2005). The differences between the surge levels in the two scenarios are statistically not significant, and numerically small. Therefore, we do not distinguish between the two scenarios.

As a result of the downscaling sequence, scenarios of possible and plausible changes in the height of extreme high waters in grid boxes covering the North Sea are available. We relate changes in boxes in the mouth of the river Elbe to the water level in St. Pauli located some 140 km upstream of the Elbe estuary in Hamburg. One of the boxes on the outside margin, which later emerges as the best suited box, contains the tide gauge of Cuxhaven⁶. Case studies have shown that in a storm surge situation the water levels increase from the deeper North Sea to the German Bight and to the shoreline gauges (LASSEN et al., 2001), so that differences between the grid box values and the local values in Cuxhaven have to be expected. In fact, the simulated surge levels in the box compare well with those observed (WOTH et al., 2006), but the tidal signal is too strong in the simulations.

In the following we present a simple statistical method to derive estimates for the site St. Pauli in Hamburg for the foreseeable future of 2030, and for the more remote time of 2085 from the extreme high waters in the North Sea as simulated for grid boxes in the Elbe mouth.

⁵ Pluess found an increase of high water levels by less than 10 % of the assumed rise of the mean sea level (40 cm) – an order of magnitude that is negligible for our purposes.

⁶ Cuxhaven is located at the Elbe mouth. The runoff is discharged east of the grid box in which Cuxhaven is situated.

2. Methodology

We need to introduce two empirically based approximations:

- A link relating historic water levels at St. Pauli in the port of Hamburg with water levels at coastal grid boxes near the Elbe mouth simulated by the TRIMGEO model for the same time period. This approach has been suggested by LANGENBERG et al. (1999). See also LASSEN et al. (2001).
- An estimation of the situation at the midterm 2030 from the two available time horizons 1961–90 and 2071–2100. For the horizon 2085 no such approximation is needed, because this is simulated directly by the hydrodynamical model.

2.1 Linking high waters in the North Sea and in St. Pauli

A statistical function (Fig. 4) is derived which describes common variations of high water levels at the coastal grid box and at Hamburg St. Pauli. The function allows estimating the water level in Hamburg St. Pauli given the water level in the coastal box.

For this purpose, historical data on high water levels in Hamburg St. Pauli between 1980 and 1990 is used. This particular interval has been chosen because river deepening measures

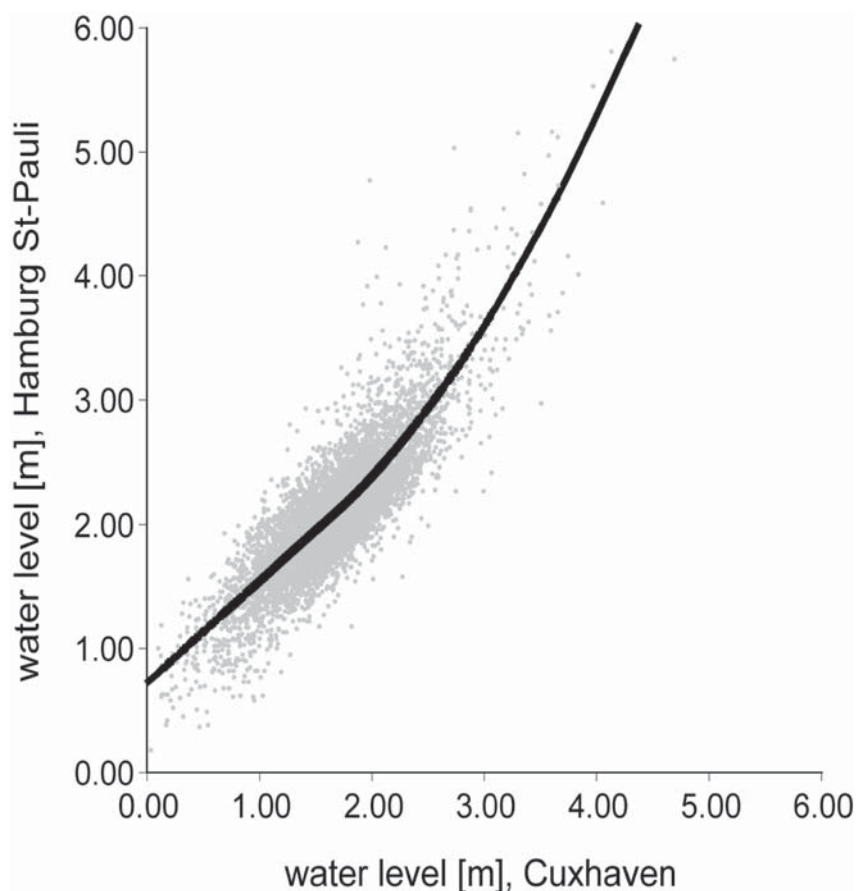


Fig. 4: Linear-quadratic fit for the observed high water levels at Hamburg St. Pauli (vertical axis) and those modeled for the coastal grid box 53.8°N / 8.8°E (Cuxhaven; horizontal axis). Units: m

which might influence water levels have not been carried out during this time (Fig. 1).⁷ Also, future dredging of the shipping channel in the Elbe river is not expected to go along with further significant changes of the hydrodynamic regime (HEINZELMANN and HEYER, 2004). The St. Pauli-data are related to the high tide water levels in a grid box of a “hindcast” run (WOTH et al., 2006) during the same time period. This hindcast run was made with the TRIM-GEO model, forced with high-resolution “analyzed” wind and air pressure. “Analyzed” means a best guess of the synoptic situation derived from observations (FESER et al., 2001).

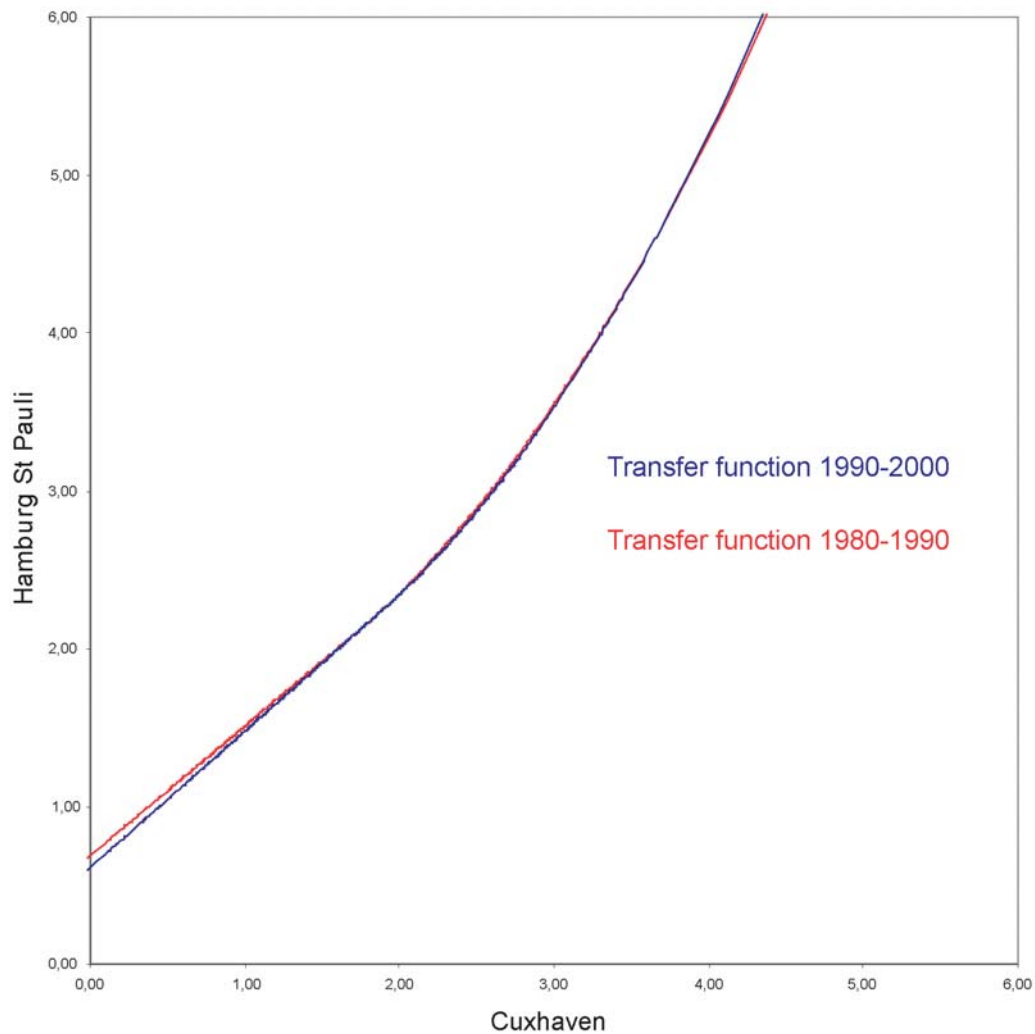


Fig. 5: The transfer functions describing the relationship between historic high water levels in Hamburg St. Pauli and high water levels in a model hindcast at Cuxhaven for the two time periods 1980–1990 and 1990–2000

When the exercise is repeated for the period 1990–2000 a virtually identical empirical model is found to be the best fit (compare Fig. 5). The maximum norm of the differences between the two functions is $\delta = 8$ cm.

⁷ Other measures such as the filling up of port basins did take place but did not (or only insignificantly) influence the mean high water (Fig. 1).

High tide water levels for 3 different grid boxes located at the coast close to the Elbe mouth and for 2 grid boxes located on the 10 m bathymetry-line close to the Elbe mouth are considered.

A preliminary comparison of the two data sets on the basis of scatter diagrams suggested that a curve, which changes at a point x_k from a linear function to a quadratic function, would provide a good fit (Figure 4). Thus, $f(x)$ is a linear function $f_1(x)$ for $x < x_k$ and a quadratic function $f_2(x)$ for $x \geq x_k$:

$$f(x) = \begin{cases} f_1(x) = ax + b, & x < x_k \\ f_2(x) = cx^2 + dx + e, & x \geq x_k \end{cases} \quad \text{with } f_1(x_k) = f_2(x_k) \text{ and} \\ f_1'(x_k) = f_2'(x_k)$$

We want to describe the change in extreme high waters in terms of the multiyear mean of annual maxima. Therefore, we add the constraint $f_2(\mu_{H,s}) = \mu_{O,SP}$. Here $\mu_{O,SP} = 4.56$ m represents the multiyear annual maximum in observations O at St. Pauli recorded during the time period of interest (1980 and 1990) and $\mu_{H,s}$ the multiyear annual maximum at the grid box s close to the Elbe mouth of the hindcast H for the same time period.

We determine the coefficients $a, b, c, d, e, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ which minimize for the site s and given x_k the error

$$\varepsilon(s, x_k) = \sum_{i=1}^{k-1} (f_1(x_i) - y_i)^2 + \sum_{i=k}^n (f_2(x_i) - y_i)^2 + \lambda_1 \gamma_1 (f_1(x_k) - f_2(x_k)) \\ + \lambda_2 \gamma_2 (f_1'(x_k) - f_2'(x_k)) + \lambda_3 \gamma_3 (f_2(\mu_{H,s}) - \mu_{O,SP}).$$

The last three terms, featuring the Lagrangian multipliers $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$, have been introduced to enforce the constraints mentioned above. The numbers γ_i are weights given to the constraints. In our case, we have $\gamma_1 = 500$, $\gamma_2 = 1$ and $\gamma_3 = 1$. Thus, maximum weight is given to the continuity of the fit⁸. Minimum weight is given to the equivalence of the multiyear annual maximum heights at St. Pauli and at the grid box at the mouth of the Elbe, and to the continuity of the derivative of the fit. We calculate the error $\varepsilon(s, x_k)$ for a range of possible x_k values and for a total of five coastal grid boxes.

The smallest value for $\varepsilon(s, x_k)$ is reached for the coastal grid box s centered at 53.8°N 8.8°E and for $x_k = 1.714$. This grid box contains Cuxhaven. The optimal constants are $a = 0.8197$, $b = 0.6882$, $c = 0.2428$, $d = -0.0128$, and $e = 1.402$. Figure 4 shows the linear/quadratic fit for this set of parameters and the scatter cloud of pairs of high tide values at St. Pauli and at the selected grid box containing Cuxhaven. The constraints of continuity of the function and of its derivative are satisfactorily fulfilled, also the condition is met that the simulated mean maximum $\mu_{H,s} = 3.63$ m at s is mapped on the observed mean maximum of $\mu_{O,SP} = 4.56$ m at St. Pauli.

For low high water levels, say 2 m, the observed water levels in St. Pauli are about 30 cm higher than the simulated water levels in Cuxhaven; for 3 m the difference is on average 50 cm, but for 4 m the difference is about 1.20 m – which is similar to the observed differences between the two tide gauges.

⁸ Continuity is lost if γ_1 is not significantly larger than γ_2 and γ_3 .

The root mean square error of the fit, i.e.,

$$\sqrt{\frac{1}{k-1} \sum_{i=1}^{k-1} (f_1(x_i) - y_i)^2 + \frac{1}{n-k+1} \sum_{i=k}^n (f_2(x_i) - y_i)^2},$$

amounts to 37 cm for the selected optimal set of parameters. This reflects factors such as differences in the runoff contribution.

2.2 Temporal interpolation

As outlined in the introduction, the simulations provide at this time only a projection of the expected change from the “control” period 1961–90 to 2071–2100, given scenario A2 or B2 and the global HadAM3H simulation.

To establish a projection of the results onto the time horizon 2030, we assume a development of extreme high waters parallel to the increase of temperature in the global scenario (HOUGHTON et al., 2001). The expected increase in A2 from 1990 to 2030 is 0.7 K which is about 20 % of the increase from the interval 1961–1990 to the interval 2071–2100 (3.25 K). For the B2 scenario the temperature rise after 2030 is slower than in A2. The B2 temperature increase of 0.9 K from 1990 to 2030 is about 40 % of the increase from the interval 1961–1990 to the interval 2071–2100 (2.45 K). As already mentioned the changes in the simulated extreme high waters in A2 and B2 are not significantly different (WOTH, 2005) even though the temperature changes are markedly different. Therefore we assume that the mean maximum water levels at the location at the mouth of the Elbe in both the A2 and B2 scenarios are raised by $\varphi = 30\%$ of the increase derived from the various TRIMGEO scenarios for the 2071–2100 time horizon.

For the mean sea level rise D , which we add to the meteorologically caused change, we use the projections provided by the IPCC (HOUGHTON et al., 2001) for 2030, and for 2085. These are 9 cm and 33 cm for A2, and 9 cm and 29 cm for B2, respectively. The uncertainty of these numbers is given by the IPCC to be about ± 5 cm and ± 20 cm, which accounts for different global climate models and emission scenarios. If the possible response of land-ice is factored in, the uncertainties rise to about ± 10 cm and ± 30 cm (HOUGHTON et al., 2001). We assume that mean sea level rise and changing storm surge height are independent and may simply be added⁹. This assumption may not fully apply in the case of an estuary like the Elbe but is expected to provide upper bounds of plausible changes.

⁹ See section 1.

3. Results

We consider the multiyear mean of the annual maximum M , specifically for the hindcast simulation $H_{1961-90}$, the “control” simulation $C_{1961-90}$ and the A2/B2 Scenarios $S_{2071-2100}$. In the following we drop the indices. We begin with using the control and the A2-scenario-simulation generated with the RCAO/HadAM3H winds and air pressure (see above). The heights obtained with this model are somewhat in the middle of the range of changes obtained with the different regional climate models. This range is later used to estimate a range of uncertainty.

The RCAO/HadAM3H projected mean annual maximum high tide water level P at St. Pauli is estimated as

$$P = f(\mu_{H,s} + \varphi [M(S) - M(C)]) + D.$$

The difference of the mean annual maximum high tide at the Cuxhaven coastal grid box $s = (53.8^\circ\text{N } 8.8^\circ\text{E})$ in the Scenario $S = \text{A2}$ and Control-Run C , $M(S)-M(C)$, amounts to 0.21 m. The present mean annual maximum $\mu_{H,s}$ is 3.63 m. The expected global mean sea level rise in 2030 is $D = 0.09$ m. For the Cuxhaven grid box, the increase would be 0.09 m plus 30 % of 21 cm, i.e., about 0.15 cm. For the projected mean annual maximum high tide at St. Pauli in 2030 we have $P = \text{NN} + 4.73$ m, which represents an increase of 0.17 m. If the mean sea level did not simply add, the increase would be smaller, namely 0.08 m.

For the time horizon 2085 the expected increase in mean sea level is 0.33 m, so that the total increase in Cuxhaven would be 0.54 m. For St. Pauli, the mean annual maximum is expected to be $P = \text{NN} + 5.25$ m, which is 0.69 m higher than the present $\mu_{SP} = 4.56$ m.

As pointed out in the introduction, more scenarios of extreme high waters have been produced for the Cuxhaven grid box (WOTH et al., 2006; WOTH, 2005) mostly for the A2 but also for the B2 IPCC scenario. These scenarios have been obtained with different regional and global models. The mean value and the range of the expected changes in extreme high waters for St. Pauli for 2030 and 2085 are depicted in Fig. 6. Detailed data is given in Table 1.

The storm related change of the mean maximum high waters at the Cuxhaven grid box for the end of the 21st century varies between 42 cm to 61 cm with a mean value of 50 cm across all models and scenarios. Using our formula above, we find a mean possible and plausible rise at St. Pauli of 18 cm for 2030 and 64 cm for 2085. The range of minimum and maximum values is 13 cm to 23 cm in 2030 (about ± 5 cm) and 48 cm to 84 cm in 2085 (about ± 20 cm).

If we factor in the uncertainty of mean sea level rise, then these ranges widen to ± 10 cm in 2030 and to ± 40 cm in 2085 when only the model and scenario uncertainty is accounted for. If the unknown response of land-ice is added, the numbers increase to ± 20 cm and ± 50 cm, respectively.

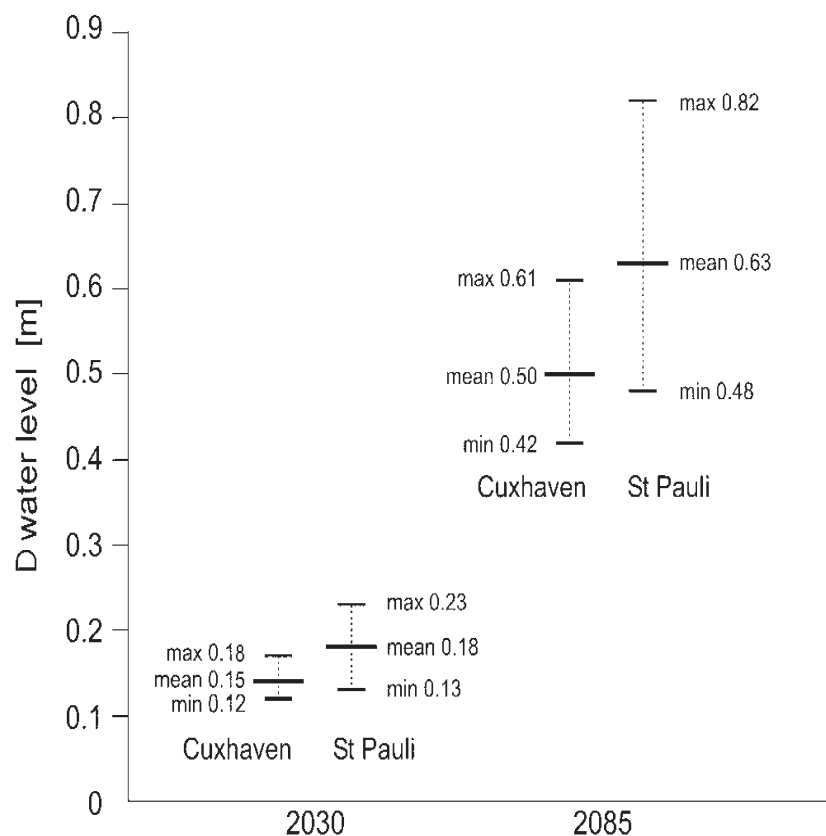


Fig. 6: Scenarios of changes in extreme high waters (incl. sea level rise) in Cuxhaven and St. Pauli, 2030 and 2085, based on TRIMGEO simulations forced with winds and air pressure from different regional models and emissions scenarios. Since the A2 and B2 scenarios do not differ significantly we indicate the mean value across all models and scenarios and the minimum maximum range

Table 1: Scenarios of changes in extreme high waters including mean sea level rise in Cuxhaven and in Hamburg St. Pauli in 2030 and 2085, based on simulations with TRIMGEO forced with winds and air pressure from the regional models HIRHAM, REMO, CLM, RCAO (forced respectively with the global model HadAM3H and ECHAM4/OPYC3), and the emissions scenarios A2 and B2.

	Model and Scenario	Cuxhaven	St. Pauli
2030	HIRHAM-E-A2	0.12	0.13
	REMO-E-A2	0.13	0.18
	CLM-E-A2	0.15	0.23
	RCAO-H-A2	0.13	0.2
	RCAO-H-B2	0.17	0.19
	RCAO-E-A2	0.16	0.18
	RCAO-E-B2	0.15	0.16
2085	HIRHAM-E-A2	0.42	0.48
	REMO-E-A2	0.51	0.65
	CLM-E-A2	0.61	0.82
	RCAO-H-A2	0.54	0.7
	RCAO-H-B2	0.47	0.63
	RCAO-E-A2	0.51	0.65
	RCAO-E-B2	0.43	0.55

4. Discussion and caveats

We have presented a simple approach to estimate changes in extreme water levels at the tide gauge of Hamburg St. Pauli. This method relates scenarios for North Sea near-coastal conditions to the highly location-specific conditions far inside the Elbe estuary. This link takes the form of a transfer function, which maps coastal high water levels simulated in a hindcast with a hydrodynamical model, on observations taken at the tide gauge. This transfer function is valid only for the specific hydrodynamical model TRIMGEO, which has been employed in the hindcast and in the scenario simulations. The transfer function is also only valid for a runoff situation and a morphodynamical configuration of the Elbe estuary which are close to the present ones.

The resulting values suffer from significant uncertainty, not only because of the employed emission scenarios but also because of a series of downscaling steps, which describe the cascade of processes linking increased emissions and local climate change impact.

In a further step, we have examined the projected increases in storm surge heights in a series of A2 and B2 scenarios. The A2 scenarios range from 9 cm to 28 cm and the B2 scenarios from 15 cm to 19 cm. Different combinations of global and regional climate models were employed. The uncertainty amounts to ± 20 cm in 2030 and to ± 50 cm in 2085.

Scenarios are not meant to be forecasts but storylines which permit decisions makers to assess which threats may develop in which time, and which countermeasures should be considered and possibly prepared (SCHWARTZ, 1991). The scenarios all point to extreme high waters that are higher than at present both in Cuxhaven and in Hamburg St. Pauli. Until 2030 the possible increases seem less dramatic and to be manageable within presently available tools and strategies. For the later time horizon 2085, however, the possible and plausible changes may require not only much more costly but possibly different adaptations measures.

Altogether these results show that Hamburg's safety level of NN + 7.30 m has been well chosen in view of present and possible future surge risks. The highest storm surge in Cuxhaven and Hamburg was in February, 1976 with NN + 6.45 m in Hamburg St. Pauli. Adding 0.20 m in 2030, the storm surge level would be about 6.65 m. This number is well below the safety level in Hamburg (NN + 7.30 m) even if the uncertainty of ± 0.20 m is taken into account. Also for 2085, our estimate of $6.45 + 0.63$ m = 7.08 is below that critical value, but the uncertainty at that time is rather large (± 0.5 m). However, because of the time lag until then for the foreseeable future it is sufficient to carefully monitor the future development and to implement no-regret measures to reduce the risk of the already today unabatedly dangerous storm surges in the Elbe estuary. Hopefully, the worst scenarios for 2085 can be avoided by efficient reductions of greenhouse gas emissions into the atmosphere.

5. Acknowledgements

Parts of the research were carried out as part of the PRUDENCE (Prediction of Regional scenarios and Uncertainties for Defining European Climate changes risks and Effects) funded by the European Commission under Framework Programme V Key Action "Global change, climate and biodiversity", 2002–2005. Contract No. EVK2-CT2001-00132. We thank Dr. Gabriele Gönner from Hamburg Port Authority for multiple most useful support. We thank Christina Martin from Hamburg Port Authority for providing us with Figure 1 and 2, and Beate Gardeike from GKSS for preparing Figure 6.

6. References

- ARBEITSGEMEINSCHAFT FÜR DIE REINHALTUNG DER ELBE: Gewässerökologische Studie der Elbe. Arbeitsgemeinschaft für die Reinhaltung der Elbe, Hamburg, 1984.
- ASPELIEN, T. and WEISSE, R.: Assimilation of Sea level Observations for Multi-Decadal Regional Ocean Model Simulations for the North Sea. GKSS report 2005/2.
- CASULLI, V. and CATTANI, E.: Stability, Accuracy and Efficiency of a Semi-Implicit Method for Three Dimensional Shallow Water Flow. *Computers Math. Applic.* 27: 99–112, 1994.
- CASULLI, V. and STELLING, G. S.: Numerical simulation of 3D quasi-hydrostatic, free-surface flows. *J. Hydr. Eng.* 124: 678–698, 1998.
- CHRISTENSEN, J. H.; CARTER, T. and GIORGI, F.: PRUDENCE employs new methods to assess european climate change. *EOS*, Vol. 83, p. 147, 2002.
- DÖSCHER, R.; WILLÉN, U.; JONES, C.; RUTGERSSON, A.; MEIER, H. E. M.; HANSSON, U. and GRAHAM, L. P.: The development of the coupled regional ocean-atmosphere model RCOO. *Boreal Env. Res.* 7, pp. 183–192, 2002.
- FESER, F.; WEISSE, R. and STORCH, H. VON: Multidecadal atmospheric modelling for Europe yields multi-purpose data. *EOS* 82, 305+310, 2001.
- FREIE UND HANSESTADT HAMBURG, BEHÖRDE FÜR STADTENTWICKLUNG UND UMWELT: Hochwasserschutz in Hamburg: Stand des Bauprogramms. Amt für Bau und Betrieb, 2005.
- HAAKE, P.: Coastal Protection in Hamburg. *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft*, p. 24–29, 2004.
- HEINZELMANN, C. and HEYER, H.: Überprüfung der Hochwasserneutralität eines weiteren Ausbaus der Seehafenzufahrten nach Hamburg und Bremerhaven. In GÖNNERT, G., GRASSEL, H., KUNZ, D., PROBST, B., VON STORCH, H. and SÜNDERMANN, J., *Klimaänderung und Küstenschutz*, proceedings of workshop Klimaänderung und Küstenschutz, Hamburg, 29th–30th November, 2004.
- HOUGHTON, J. T.; DING, Y.; GRIGGS, D. J.; NOGUER, M.; VAN DER LINDEN, P. J. and XIAOSU, D. (Eds.): *Climate Change 2001: The Scientific Basis. Contribution of Working Group I to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC)*. Cambridge University Press, 2001.
- HUDSON, D. A. and JONES, R. G.: Simulations of present-day and future climate over southern Africa using HadAM3H, Hadley Centre Technical Note, No. 38, Met Office, Exeter, UK, 2002.
- HULME, M.; JENKINS, G. J.; LU, X.; TURPENNY, J. R.; MITCHELL, T. D.; JONES, R. G.; LOWE, J.; MURPHY, J. M.; HASSELL, D.; BOORMAN, P.; MACDONALD, R. and HILL, S.: *Climate-Change Scenarios for the United Kingdom: The UKCIP02 Scientific Report*. Tyndall Centre for Climate Change Research, School of Environmental Sciences, University of East Anglia, Norwich, UK, 120pp, 2002.
- KAUKER, F.: Regionalization of climate model results for the North Sea. PhD thesis at the University of Hamburg, 109 pp., GKSS 99/E/6, 1998.
- LOWE, J. A.; GREGORY, J. M. and FLATHER, R. A.: Changes in the occurrence of storm surges in the United Kingdom under a future climate scenario using a dynamic storm surge model driven by the Hadley center climate models. *Clim Dyn.* 18, pp. 197–188, 2001.
- LANGENBERG, H.; PFIZENMAYER, A.; STORCH, H. VON and SÜNDERMANN, J.: Storm related sea level variations along the North Sea coast: natural variability and anthropogenic change. *Cont. Shelf Res.* 19, pp. 821–842, 1999.
- LASSEN, H.; SIEFERT, W. and GÖNNERT, G.: Windstauentwicklung in dem Tiefwasserbereich der Südöstlichen Nordsee bei Sturmflutwetterlage. *Die Küste*, H. 64, 2001.
- MEIER, H. E. M.; DÖSCHER, R. and FAXÉN, T.: A multiprocessor coupled ice-ocean model for the Baltic Sea: Application to salt inflow. *J. Geophys. Res.* 108: C8, 3273, doi:10.1029/2000JC000521, 2003.
- PLUESS, A.: Nichtlineare Wechselwirkung der Tide auf Änderungen des Meeresspiegels im Übergangsbereich Küste/Ästuar am Beispiel der Elbe. In: GÖNNERT, G.; GRASSL, H.; KELLE-TAT, D.; KUNZ, H.; PROBST, B.; VON STORCH, H. and SÜNDERMANN, J.: *Klimaänderung*

- und Küstenschutz, proceedings of workshop Klimaänderung und Küstenschutz Hamburg, 29th–30th November 2004.
- ROECKNER, E.; BENGTSSON, L.; FEICHTER, J.; LELIEVELD, J. and RODHE, H.: Transient climate change simulations with a coupled atmosphere-ocean GCM including the tropospheric sulfur cycle. *J Clim.* 12(10), 3004–3032, 1999.
- RUMMUKAINEN, M.; RÄISÄNEN, J.; BRINGFELT, B.; ULLERSTIG, A.; OMSTEDT, A.; WILLÉN, U.; HANSSON, U. and JONES, C.: A regional climate model for northern Europe: model description and results from the downscaling of two GCM control simulations. *Clim. Dyn.* 17, pp. 339–359, 2001.
- SIEFERT, W. and HAVNOE, K.: Einfluss von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe auf die Höhen hoher Sturmfluten. *Die Küste*, H. 47, 1988.
- SCHWARTZ, P.: *The art of the long view*. John Wiley & Sons, 1991.
- WOTH, K.: North sea storm surge statistics based on projections in a warmer climate: How important are the driving GCM and the chosen emission scenario? *Geophysical Res. Letters* 32, L22708, doi: 10.1029/2005GL023762, 2005.
- WOTH, K.; WEISSE, R. and STORCH, H. VON: Climate change and North Sea storm surge extremes: An ensemble study of storm surge extremes expected in a changed climate projected by four different Regional Climate Models. *Ocean Dyn.* DOI 10.1007/s10236-005-0024-3, 2006.

WAVESCAN – Automatisierte Erfassung und Modellierung von Brandungszonen auf Basis digitaler Bildsequenzen

Von STEFAN SCHIMMELS, FOLKE SANTEL, WERNER ZIELKE und CHRISTIAN HEIPKE

Zusammenfassung

Zur Kalibrierung und Validierung numerischer Verfahren zur Simulation der Prozesse in der Brandungszone, wie dem Wellenbrechen und Wellenauflauf, besteht ein großer Bedarf an bisher nicht verfügbaren, flächendeckenden, zeitaufgelösten Daten der Wasseroberfläche. Durch den Einsatz der Photogrammetrie kann die erforderliche hohe zeitliche und räumliche Auflösung erreicht werden. Die Bestimmung der Wasseroberfläche wird unter Verwendung photogrammetrischer Stereobilddaten mittels digitaler Bildzuordnung durchgeführt. Die Ansteuerung des numerischen Modells mit flächendeckenden Daten erweist sich als vorteilhaft. Es müssen keine Annahmen über die Verteilung des Seegangs bei der Ansteuerung gemacht werden. Die Ergebnisse einer numerischen Simulation mit einem Boussinesq-Modell basierend auf Seegangsmessungen und photogrammetrischen Daten werden vorgestellt und miteinander verglichen.

Summary

The calibration and validation of highly developed numerical models for the calculation of wave kinematics inside the surf zone is a difficult task. With photogrammetric techniques it is possible to cover a large area and obtain digital water surface models with high resolution in space and time. These surface models are very well suited to provide boundary conditions for a numerical model of wave propagation and can also serve as a reference for the numerical simulation everywhere inside the area of analysis. This paper describes a photogrammetric method developed over the last years that derives digital surface models from stereoscopic image sequences and compares numerical simulations with a Boussinesq model based on conventional measurements and photogrammetric data.

Keywords

Boussinesq model, Image matching, Photogrammetry, Surf zone, Validation, Video sequences, Wave breaking, Wave runup

Inhalt

1. Einleitung	184
2. Numerisches Wellenmodell.	185
2.1 Grundlagen des Modells	186
2.2 Randbedingungen.	186
2.3 Wellenbrechen.	188
2.4 Wellenauflauf	189
3. Photogrammetrische Komponente.	190
3.1 Entwickelter Algorithmus	190
3.1.1 Punktweise Zuordnung	191
3.1.2 Flächenhafte Ausbreitung	193

3.1.3 Bildsequenzen	194
4. Messkampagnen Norderney	195
4.1 Photogrammetrische Datenerfassung	196
4.1.1 Aufnahmekonfiguration	196
4.1.2 Genauigkeitsabschätzung	197
4.1.3 Verwendete Hardware	199
5. Photogrammetrische Auswertung	200
5.1 Ableitung der Wasseroberfläche	200
5.2 Vergleich zu manueller Auswertung	202
5.3 Vergleich zu Seegangsmessungen	203
5.4 Abgeleitete Seegangparameter und Richtungsspektren	204
5.5 Bewertung	205
6. Simulationsrechnungen	206
6.1 Ansteuerung und Vergleich mit Pegelmessdaten	206
6.2 Ansteuerung und Vergleich mit photogrammetrischen Daten	210
7. Bewertung der entwickelten Methode	216
8. Ausblick	216
9. Danksagung	217
10. Schriftenverzeichnis	217

1. Einleitung

Im Küstenschutz weicht der Neubau von Systemen aus Deckwerken und Bühnen zunehmend einer Kombination aus Strandaufspülungen und ingenieurb biologischen Maßnahmen, wie z.B. dem Dünenbau. Aus diesem Grund rückt verstärkt die Optimierung der Auffüllungen in den Mittelpunkt des Interesses. Durch gezieltes Einbringen möglichst kleiner Massen an speziell ausgewählten Positionen soll die Standzeit von Strandaufspülungen erhöht und damit die Zahl notwendiger und sehr kostenintensiver Wiederholungen reduziert werden.

Durch die numerische Modellierung der Prozesse in der Brandungszone wie dem Wellenbrechen, Wellenauflauf und Wellenüberlauf können langfristig Gebiete des Massenauf- und Massenabtrags bestimmt werden. Die Entwicklung numerischer Modelle ist in den letzten Jahren im Zusammenhang mit dem rasanten Fortschritt in der Computertechnologie weit vorangegangen. Dennoch ist es notwendig, einige physikalische Prozesse zu parametrisieren, um sie im Modell berücksichtigen zu können. Zur Kalibrierung und Validierung solcher Ansätze sind Labor- und Naturmessdaten unabdingbar. Diese liegen aber zumeist nur als zeitlich aufgelöste Punktmessungen oder räumlich aufgelöste, zeitlich gemittelte Daten vor.

Ziel des Projekts WAVESCAN war daher zum einen die Erweiterung des Boussinesq-Modells BOWAM2 (SCHRÖTER, 1995), um Prozesse auch in der Brandungszone simulieren zu können. Dabei müssen Wellen über den gesamten spektralen Einsatzbereich des Modells am Rand eingesteuert werden können und die Prozesse des Wellenbrechens und Wellenauf- laufs über verschiedene Strategien, auf die später noch genauer eingegangen wird, simuliert werden. Zum anderen soll eine Methode zur flächendeckenden, dreidimensionalen und zeitlich kontinuierlichen Bestimmung der Wasseroberfläche in der Brandungszone entwickelt werden, um diese Strategien zu kalibrieren und validieren. Um die Kinematik der Wasseroberfläche ausreichend beschreiben zu können, sollte eine Genauigkeit von besser als einem Dezimeter und eine zeitliche Auflösung von ca. 10 Hz erreicht werden. Um statistische Auswertungen zu ermöglichen, muss das Aufnahmesystem in der Lage sein, Zeitreihen von bis zu 20 Minuten aufzuzeichnen.

Durch den Einsatz der Photogrammetrie kann diese hohe zeitliche und räumliche Auflösung erreicht werden (STRYBNY et al., 2001). Zur Bestimmung von Seegangsparemtern aus einzelnen Stereobildpaaren konnte die digitale Bildzuordnung bereits in der Vergangenheit erfolgreich eingesetzt werden (REDWEIK, 1993). Die Verwendung digitaler Aufnahmesysteme ermöglicht die kontinuierliche Aufnahme des Seegangs über ausreichend lange Zeitintervalle. Ferner ist die automatisierte zeit- und ortsdiskrete Bestimmung der Wasseroberfläche durch den Einsatz der digitalen Photogrammetrie realisierbar.

Die Datengrundlage für das Projekt wurde im Rahmen zweier Messkampagnen auf Norderney erfasst. Das Untersuchungsgebiet war das Bühnenfeld D1/E1 am Nordstrand der Insel. Neben den photogrammetrischen Messungen wurden ebenfalls punktuelle Daten mit Bojen, Wellenmessdrähten und Druck-Geschwindigkeits-Sonden ermittelt. Da die Wassertiefe die Ergebnisse der numerischen Simulation erheblich beeinflusst, wurde während beider Messkampagnen mittels GPS-gestützter terrestrischer Vermessung und ‚single-beam‘ Echolotpeilung die Topographie innerhalb des Bühnenfelds und in der näheren Umgebung vermessen.

Die folgenden Kapitel fassen die Ergebnisse des Projekts zusammen. Beginnend mit den Grundlagen wird in Kap. 2 ein Einblick in das numerische Seegangsmodell gegeben und die im Laufe des Projekts vorgenommenen Erweiterungen werden erläutert. Die photogrammetrische Komponente wird in Kap. 3 beschrieben. Es wird im Detail auf den entwickelten Algorithmus zur Bestimmung von Wasseroberflächen aus Bildsequenzen eingegangen. In Kap. 4 erfolgt eine Beschreibung der durchgeführten Messkampagnen auf Norderney. Die unterschiedlich erfassten Daten und die photogrammetrischen Planungsgrundlagen werden erläutert. In Kap. 5 werden die Ergebnisse der photogrammetrischen Auswertung vorgestellt. Die automatisch bestimmte Wasseroberfläche wird exemplarisch mit einer manuellen Messung und der Seegangsmessung eines Wellenmessdrahts verglichen. Für weitere Untersuchungen werden zusätzlich die Seegangsparemeter und Richtungsspektren aus den photogrammetrischen Daten abgeleitet. Kap. 6 stellt die Ergebnisse von Simulationsrechnungen zu den Messkampagnen vor. Das numerische Modell wird einmal auf Basis punktueller Messdaten und einmal mit photogrammetrisch ermittelten Daten angesteuert. Eine Bewertung der entwickelten Methode folgt in Kap. 7. Die abschließende Zusammenfassung in Kap. 8 beinhaltet einen Ausblick auf weitere Entwicklungen und die Einsatzfähigkeit des photogrammetrischen Systems.

2. Numerisches Wellenmodell

Ein wesentliches Ziel des Projekts war die Weiterentwicklung des numerischen Seegangsmodells BOWAM2. Dieses Modell basiert auf tiefengemittelten Flachwassergleichungen mit Boussinesq-Termen, so dass Wellen konstanter Form berechnet werden können. Die Erweiterungen konzentrierten sich im Wesentlichen auf das Wellenbrechen, den Wellenauflauf und eine Verbesserung der nicht reflektierenden Randbedingung. Somit sollte es möglich sein, den Seegang an der Küste naturnah zu berechnen.

2.1 Grundlagen des Modells

Die Grundlage des Modells bilden die von SCHRÖTER (1995) hergeleiteten dispersions-optimierten Boussinesq-Gleichungen:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \eta}{\partial t} + \nabla \cdot [(D + \eta)\mathbf{u}] \\ & + \left[(a_{11} + a^{(1)}) (\nabla D^2 \nabla) + a^{(2)} D (\nabla D \nabla) \right] \nabla \cdot (D \mathbf{u}) + a_{12} (\nabla D^3 \nabla) \nabla \cdot \mathbf{u} \\ & + \left[a^{(1)} (\nabla D^2 \nabla) + a^{(2)} D (\nabla D \nabla) \right] \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \end{aligned} \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + g \nabla \eta + (\mathbf{u} \cdot \nabla) \mathbf{u} \\ & + \left[(b_{11} + b^{(1)}) D \nabla + b^{(2)} \nabla D \right] \nabla \cdot \left(D \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} \right) + b_{12} D^2 \nabla \nabla \cdot \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} \\ & + g \left[b^{(1)} D \nabla + b^{(2)} \nabla D \right] (\nabla D \nabla) \eta = 0 \end{aligned} \quad (2.2)$$

η	: Wasserspiegelauslenkung
$\mathbf{u}$	: Geschwindigkeit in x- und y-Richtung
D	: Wassertiefe
g	: Erdbeschleunigung
$a_{11}, a_{12}, b_{11}, b_{12}, a^{(1)}, a^{(2)}, b^{(1)}, b^{(2)}$	: Konstanten in Abhängigkeit der Formulierung
∇	: Horizontaler Nabla-Operator: $\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)$

Durch richtige Wahl der freien Konstanten lassen sich die Eigenschaften der Gleichungen (2.1) und (2.2) bezüglich Dispersion und Nichtlinearität optimieren. Damit kann die lineare Dispersionsbeziehung durch eine (4,4)-Padé-Approximation angenähert werden, so dass der Gültigkeitsbereich im Vergleich zu den klassischen Boussinesq-Gleichungen (PEREGRINE, 1967), die auf ein Verhältnis von Wassertiefe zu Wellenlänge von etwa $D/L < 0,16$ beschränkt sind, bis zu einem Verhältnis $D/L \approx 1,5$ erweitern.

Die numerische Behandlung der Grundgleichungen erfolgt mit einem Finite-Differenzen-Verfahren, bei dem alle Ableitungen durch zentrale Differenzen approximiert werden. Durch Verwendung von Korrekturtermen lassen sich die Abbruchfehler der räumlichen und zeitlichen Ableitungen bis zur 3. Ordnung verringern. Die Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems erfolgt mit einer Picard-Iteration, bei der das linearisierte Gleichungssystem in jedem Iterationsschritt mit einem ADI-Verfahren und dem Thomas-Algorithmus zur Lösung tri-diagonaler Gleichungssysteme gelöst wird. Im Allgemeinen konvergiert das Verfahren nach etwa 2–4 Iterationsschritten.

2.2 Randbedingungen

Die Randbedingungen in einem numerischen Seegangmodell müssen zum einen erlauben, Wellen in das Untersuchungsgebiet einzusteuern, und dürfen zum anderen aus dem Gebiet hinauslaufende Wellen nicht reflektieren. Die ursprünglich in BOWAM2 implemen-

tierten Bedingungen an den Randknoten erfüllen dies zwar, sind aber von den Flachwassergleichungen abgeleitet und verlieren in tieferen Bereichen ihre Gültigkeit. Daher ist es nicht möglich, mit diesen Randbedingungen Wellen im Tiefwasserbereich in das Gebiet einzusteuern, so dass im Zuge des Projekts ein anderer Weg zur nichtreflektierenden Wellengenerierung beschritten wurde.

Offene, nichtreflektierende Ränder können sehr einfach über so genannte Sponge Layer simuliert werden. Hierbei wird das Berechnungsgebiet um eine Randzone erweitert, in der die Wasserspiegelauslenkung und die Geschwindigkeiten numerisch auf Null gedämpft werden. Die Dämpfung der Wellen erfolgt auf die einfachste Art und Weise, indem die tatsächlichen Zustandsgrößen mit einer Funktion multipliziert werden, die von eins am Beginn des Sponge Layers zum Rand hin auf Null abnimmt. Hierzu eignet sich zum Beispiel eine Sinusfunktion.

Werden Sponge Layer als offene Randbedingung verwendet, können zwangsläufig über den Rand keine Wellen mehr in das Gebiet eingesteuert werden. Daher werden die Wellen innerhalb des Berechnungsgebietes, also vor den Sponge Layern erzeugt, indem in der Massenbilanz (Gleichung (2.1)) ein Quellterm angesetzt wird, der die entsprechende Masse einer Welle dem System hinzufügt (Wellenberg) bzw. entzieht (Wellental). Die Wellen breiten sich dann in Richtung der Ränder aus, wo sie von den Spongelayern gedämpft werden. Die Quellfunktion wird direkt aus den Grundgleichungen hergeleitet, so dass der Gültigkeitsbereich nicht eingeschränkt ist. WEI et al. (1999) definieren für ein Boussinesq-Modell mit einer (2,2)-Padé-Approximation der Dispersionsbeziehung eine Quellfunktion, die aus Stabilitätsgründen gaußförmig über einen bestimmten Bereich verteilt ist. Für die Gleichungen des vorliegenden Modells BOWAM2 mit einer (4,4)-Padé-Approximation wurde diese Vorgehensweise adaptiert. Abb. 1 skizziert die Wellengenerierung über eine Quellfunktion innerhalb des entlang der y -Achse orientierten, grau schraffierten Bereichs.

Dabei wird davon ausgegangen, dass die vorherrschende Wellenfortschrittsrichtung entlang der x -Achse liegt. θ ist der Winkel zwischen der x -Achse und der Fortschrittsrichtung einer einzelnen Welle und die Breite des Bereichs, in dem die Quellfunktion gaußförmig verteilt ist, wird mit W definiert.

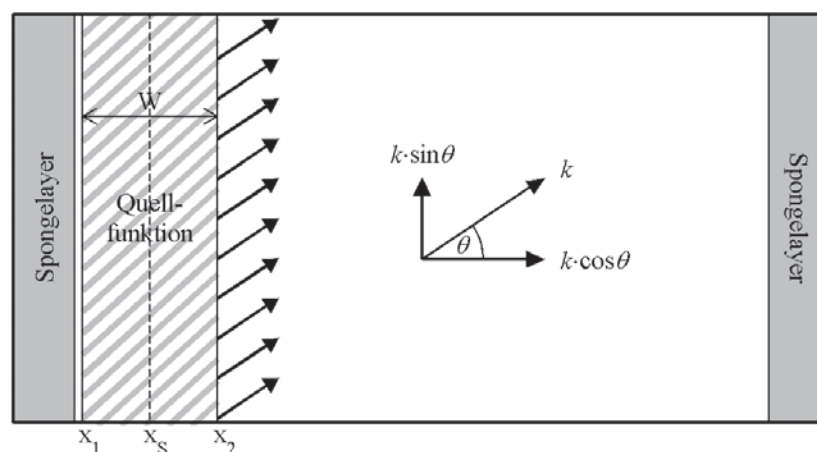


Abb. 1: Definition der Quellfunktion im Berechnungsgebiet

Auf eine ausführliche Herleitung der Quellfunktion wird hier verzichtet, für Einzelheiten sei auf WEI et al., 1999 und ZIELKE et al., 2005 verwiesen. Man erhält schließlich einen Ausdruck in diskreter Form als Doppelsumme über N Frequenz- und M Richtungskomponenten:

$$f(x, y, t) = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^M A_{qi,j} \cdot e^{-\beta_i (x-x_i)^2} \cdot \cos(k_i \cos(\theta_j) y - \omega_i t + \varphi_{i,j}) \quad (2.3)$$

mit k = Wellenzahl

ω = Kreisfrequenz

φ = Phasenverschiebung jeder einzelnen Wellenkomponente mit der Richtung θ

Die Exponentialfunktion beschreibt die Gaußverteilung um die Mitte der Quellfunktion x_s und A_q ist die frequenz- und richtungsabhängige Amplitude, aus der sich die Kopplung mit den Grundgleichungen ergibt. Diese Form ist auch im numerischen Modell implementiert, so dass sich der Quellterm für irregulären Seegang oder nichtlineare Wellen durch die Superponierung der einzelnen linearen Komponenten ergibt. Für vorgegebene Amplitude η_0 , Frequenz ω und Richtung θ einer einzusteuern Welle kann somit die Amplitude der Quellfunktion in Abhängigkeit von der Wassertiefe D und der Wellenzahl k , die durch die Dispersionsbeziehung festgeschrieben ist, berechnet werden. Dabei wird die gaußförmige Verteilung in x -Richtung über das Integral I_1 berücksichtigt:

$$A_q = \frac{2\eta_0 (1 - bk^2 D^2) (\omega^2 - (a_1 + a) g k^4 D^3) \cdot \cos \theta}{\omega I_1 k (1 - (b_1 + b) k^2 D^2)} \quad (2.4)$$

$$I_1 = \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-\beta x'^2} e^{-ilx'} dx' = \sqrt{\frac{\pi}{\beta}} e^{\frac{l^2}{4\beta}} \quad (2.5)$$

Die Konstanten $a_1 = a_{11} + a_{12}$, $b_1 = b_{11} + b_{12}$, $a = a^{(1)} + a^{(2)}$ und $b = b^{(1)} + b^{(2)}$ ergeben sich aus den Konstanten der Grundgleichungen (2.1) und (2.2).

2.3 Wellenbrechen

Da mit einem tiefengemittelten Modell das Brechen der Wellen insbesondere bei Sturzbrechern nicht exakt nachgebildet werden kann, versucht man die hoch komplizierten Prozesse durch einfache Modelle nachzubilden. Ein Weg, die durch den Brechvorgang bedingte Wellenhöhenabnahme und Verformung der Welle in einem Boussinesq-Modell zu berücksichtigen, besteht darin, die dadurch entstehende Turbulenz zu modellieren. Dieses so genannte Eddy-Viscosity-Concept wird in vielen Modellen dieser Art verwendet (s. z.B. KENNEDY et al., 2000) und wurde entsprechend auch in BOWAM2 umgesetzt. Dabei gehen die turbulenten Schubspannungen als diffusiver Senkenterm B in die rechte Seite der Impulserhaltung (Gleichung (2.2)) ein:

$$\mathbf{B} = \frac{1}{D + \eta} (\nabla \nu_i (D + \eta) \nabla) \cdot \mathbf{u} \quad (2.6)$$

Dadurch reduziert sich die Problemstellung auf die Bestimmung der Wirbelviskosität ν_t . Der einfachste Ansatz hierfür ist ein Mischungswegmodell (PRANDTL, 1925), bei dem angenommen wird, dass die Wirbelviskosität proportional zum Betrag der Scherung des Geschwindigkeitsfeldes ist. Für tiefengemittelte Gleichungen, bei denen die Wirbelviskosität ebenfalls über die Wassertiefe zu mitteln ist, ergibt sich dabei eine Proportionalität zu dem Produkt aus Wassertiefe und einer repräsentativen Geschwindigkeit. Für brechende Wellen schlägt ZELT (1991) hierfür die Geschwindigkeit der Wasseroberfläche vor:

$$\nu_t = \delta_b^2 (D + \eta) \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (2.7)$$

Dabei ist für den Proportionalitätsfaktor δ_b auf Basis vieler Tests von KENNEDY et al. (2000) ein Wert von 1,2 empfohlen worden, wenngleich sich dieser Faktor nur sehr gering auf die Ergebnisse auswirkt.

Turbulenz entsteht erst beim Brechen der Welle, so dass Ort und Zeitpunkt hierfür bestimmt werden müssen. Das grundlegendste Kriterium für das Erreichen des Brechpunkts besagt, dass der Brechvorgang in dem Moment einsetzt, in dem die horizontalen Partikelgeschwindigkeiten die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit überschreiten. Die Partikelgeschwindigkeiten an der Wasseroberfläche lassen sich aus den Grundgleichungen herleiten und bei der numerischen Berechnung werden in jedem Knoten die Kriterien

$$|\mathbf{u}(\eta)| > \gamma \cdot c \text{ und } w(\eta) > 0 \quad (2.8)$$

überprüft. Bei Erfüllung von (2-8) wird die Wirbelviskosität nach Gleichung (2-7) berechnet und den Grundgleichungen der diffusive Senkenterm (2-6) hinzuaddiert. Durch das zusätzliche Kriterium $w > 0$ wird die Energiedissipation auf der Frontseite der Welle konzentriert. Der Proportionalitätsfaktor γ dient als freier Parameter für die Kalibrierung des Brechpunkts und hat einen typischen Wert von $\gamma = 0.8$.

2.4 Wellenauflauf

Mit der Implementierung des Wellenbrechens im numerischen Modell ist ein wesentlicher Schritt in Richtung einer ansprechenden Berechnung der physikalischen Prozesse in der Brandungszone erfolgt. Die im Folgenden erläuterte Strategie zur Simulation der Wellenauflaufzone stellt die abschließende Notwendigkeit für eine einheitliche Simulation des Küstenbereichs vom offenen Meer bis hin zum Auflauf am Strand dar.

Die Auflaufzone ist ein Bereich, der zeitweise mit Wasser bedeckt ist und zeitweise trocken fällt und die Aufgabe bei der Simulation dieses Prozesses besteht darin, den periodisch trockenen Bereich im numerischen Modell zu berücksichtigen. Die Grundgleichungen (2.1) und (2.2) setzen eine Wassertiefe D voraus und werden auf einem äquidistanten, kartesischen Gitter diskretisiert. Die Frage ist, wie trockene Knoten, an denen die Grundgleichungen also ihre Gültigkeit verlieren, in dem zu lösenden Gleichungssystem berücksichtigt werden können. Hierzu bieten sich prinzipiell verschiedene Lösungsansätze an, wie z.B. das Slot-Concept (MADSEN et al., 1997), das Dry-Node-Concept (LYNETT et al., 2002) oder das Wet-Slope-Concept (STRYBNY, 2000), von denen hier nur Letzteres kurz erörtert werden soll.

Beim Wet-Slope-Concept werden alle Knoten des Rechengitters berücksichtigt, wobei einfach dafür gesorgt wird, dass immer eine gewisse Mindestwassertiefe an allen Knoten

vorhanden ist. Nach jedem Zeitschritt wird überprüft, ob die vorhandene Wassertiefe an einem Knoten einen gewissen Grenzwert unterschreitet. Falls dies der Fall ist, wird die Wassertiefe an diesem Knoten auf die Mindestwassertiefe ε und die Geschwindigkeiten auf Null gesetzt.

$$\left. \begin{array}{l} \eta = \varepsilon - D \\ \mathbf{u} = \mathbf{0} \end{array} \right\} \text{ wenn } (\eta + D) \leq \varphi \cdot \varepsilon \quad (2.9)$$

Der Grenzwert wird dabei über den Faktor $\varphi > 1,0$ bestimmt, der die Stabilität des Verfahrens steuert, d.h. je größer φ gewählt wird, desto stabiler ist der Algorithmus. Dies erhöht jedoch gleichzeitig auch den Massenverlust – da der Wasserstand künstlich von $\varphi \cdot \varepsilon$ auf ε herabgesetzt wird – und führt somit zu einer numerischen Dämpfung des Auflaufprozesses. Es sollte also angestrebt werden, die Dicke des Restwasserfilms ε so klein wie möglich und den Faktor φ nicht wesentlich größer als 1,0 zu wählen.

3. Photogrammetrische Komponente

Die Stereophotogrammetrie wurde seit 1904, als erstes Messverfahren überhaupt, für die räumliche Bestimmung einzelner Meereswellenformationen eingesetzt (KOHLSCHÜTTER, 1906). Spezielle Kameraentwicklungen ermöglichten ab 1939 die räumliche und zeitliche Analyse der Wellenbewegungen (SCHUHMACHER, 1950). Die Bestimmung von Wasseroberflächen mittels manueller Auswertung, insbesondere von Bildsequenzen, ist äußerst komplex und zeitintensiv. Gegenwärtige Forschungen und Entwicklungen in Bezug auf automatische Bildzuordnung und Interpretation von digitalen Bildern können diese Einschränkungen überwinden. Die digitale Bildzuordnung wurde bereits in der Vergangenheit erfolgreich zur Ableitung von Seegangsparemtern aus Stereobildern eingesetzt (REDWEIK, 1993). Weitere Beispiele zur Bestimmung von Wasseroberflächen aus digitalen Bildsequenzen geben TAGUCHI und TSURU (1998), YAMAZAKI et al. (1998) und HOLLAND et al. (1997).

3.1 Entwickelter Algorithmus

Die dreidimensionale Bestimmung der sich bewegenden Wasseroberfläche wird unter Verwendung photogrammetrischer Stereobilddaten mit Hilfe der digitalen Bildzuordnung im Objektraum durchgeführt. Sowohl die innere als auch die äußere Orientierung der Bilddaten wird als gegeben vorausgesetzt und für die Dauer der Aufnahme einer Bildsequenz als konstant angenommen. Die Ermittlung der Form der Wasseroberfläche erfolgt in der Weise, dass im rechten und linken Bild eines Stereopaars ein homologer Punkt aufgesucht und der zugehörige Strahlengang zum Zeitpunkt der Aufnahme rekonstruiert wird. Durch sukzessives Fortschreiten dieses Prozesses über die gesamte Fläche des Modellbereichs entsteht ein Digitales Oberflächenmodell (DOM). Aufgrund der geringen Veränderung der Höhe der Wasseroberfläche im Bereich der nicht brechenden Welle von einem Zeitschritt zum nächsten kann das Ergebnis eines Zeitschritts $[i]$ als Input für den folgenden Zeitschritt $[i+1]$ verwendet werden.

Durch die konsequente Verlagerung aller Berechnungen in den Objektraum können die Bildzuordnung, die Punktbestimmung und die Oberflächenrekonstruktion zu einem Auswerteprozess zusammengefasst werden. Die Ergebnisse liegen in einem gemeinsamen, globalen Koordinatensystem vor.

3.1.1 Punktweise Zuordnung

Neben den Bildsequenzen selbst sind die Parameter der inneren und äußeren Orientierung und manuell gemessene Punkte für das erste Stereomodell als Eingangsinformationen notwendig. Über die Koordinaten der manuell gemessenen Punkte wird eine erste Näherung der Geländeoberfläche bestimmt. Da die Höhen der neu zu bestimmenden Oberflächenpunkte nur genähert bekannt sind, entsprechen auch die Bildpunkte nur näherungsweise einem homologen Punktepaar. Die tatsächliche Lage der Bildpunkte wird über einen auf Korrelation beruhenden Suchalgorithmus ermittelt. Die Punkte, die als identische Punkte gefunden wurden, werden im Weiteren ebenfalls zur Berechnung der Geländeoberfläche genutzt.

Als geometrische Einschränkung für den Suchbereich wird eine Variante des Vertical-Line-Locus (VLL) verwendet (BETHEL, 1986). Für einen gesuchten Objektpunkt P werden die Näherungskordinaten und die Orientierungen der Bilder als Eingangsdaten benötigt. Der Objektpunkt P ist genähert gegeben durch den Startpunkt S (siehe Abb. 2).

Zur Ermittlung des Objektpunkts P werden entlang einer Geraden mehrere Objektpunkte, die in Geradenrichtung variieren, definiert. Die Gerade verläuft durch den Mittelpunkt H der Basis des Stereomodells sowie durch den Startwert S für den gesuchten Objektpunkt P . Der maximale Verschiebungsbereich $\pm \Delta s$ des Startpunkts S entlang der Geraden muss angegeben werden. Er wird definiert durch die Punkte U mit maximaler Höhe Z und L mit minimaler Höhe Z . Innerhalb der maximal zulässigen Höhenänderung $\pm \Delta s$ wird der Startpunkt S sukzessive verschoben.

Bei gegebener äußerer Orientierung werden unter Verwendung der Kollinearitätsgleichungen (3-1) und einer Affintransformation (3.2) die möglichen Objektpunkte in den Bildraum bzw. ins Pixelkoordinatensystem transformiert.

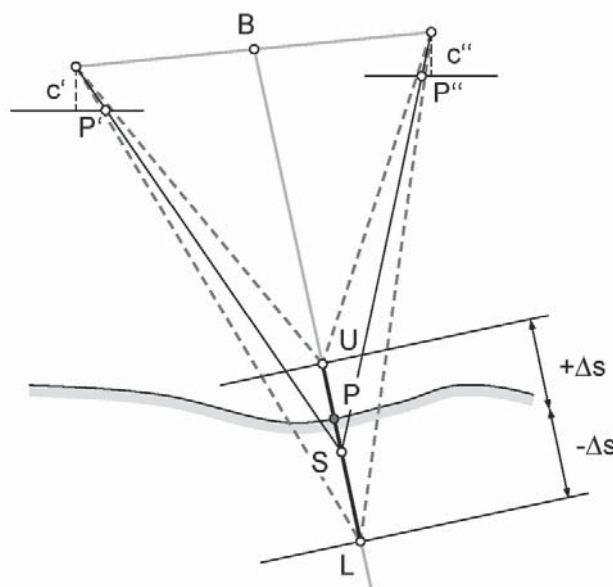


Abb. 2: Korrelations-Algorithmus zur Punktbestimmung

$$\begin{aligned}x &= x'_0 - c \frac{r_{11}(X - X_0) + r_{21}(Y - Y_0) + r_{31}(Z - Z_0)}{r_{13}(X - X_0) + r_{23}(Y - Y_0) + r_{33}(Z - Z_0)} \\y &= y'_0 - c \frac{r_{12}(X - X_0) + r_{22}(Y - Y_0) + r_{32}(Z - Z_0)}{r_{13}(X - X_0) + r_{23}(Y - Y_0) + r_{33}(Z - Z_0)}\end{aligned}\quad (3.1)$$

x, y : Bildkoordinaten
 c : Kammerkonstante
 x'_0, y'_0 : Lage des Bildhauptpunkts
 r_{ii} : Elemente der Rotationsmatrix
 X, Y, Z : Objektkoordinaten
 X_0, Y_0, Z_0 : Koordinaten des Projektionszentrums

$$\begin{aligned}u &= a_0 + a_1x + a_2y \\v &= b_0 + b_1x + b_2y\end{aligned}\quad (3.2)$$

u, v : Pixelkoordinaten
 $a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$: Parameter der Affintransformation

Die Translationsparameter a_0 und b_0 der Affintransformation beschreiben die Verschiebung des Ursprungs zwischen dem Bild- und Pixelkoordinatensystem. Die Parameter a_1, a_2, b_1 und b_2 lassen einerseits beliebige Maßstäbe in beiden Koordinatenrichtungen und andererseits Dreh- und Scherungswinkel zwischen den Koordinatenachsen zu.

Durch die Pixelkoordinaten wird das Zentrum der Korrelationsfenster festgelegt. Die zur Korrelation verwendete Fenstergröße sowie ein Schwellwert für den Korrelationskoeffizienten sind zuvor anzugeben. Der Korrelationskoeffizient ρ wird nach Gleichung (3.3) für jeden möglichen Objektpunkt berechnet (HEIPKE, 1995).

$$\rho = \frac{\sum_{r=1}^R \sum_{c=1}^C (g(r,c)' - \bar{g}') \cdot (g(r,c)'' - \bar{g}'')}{\sqrt{\sum_{r=1}^R \sum_{c=1}^C (g(r,c)' - \bar{g}')^2 \cdot \sum_{r=1}^R \sum_{c=1}^C (g(r,c)'' - \bar{g}'')^2}}; \quad -1 \leq \rho \leq 1 \quad (3.3)$$

$g(r, c)'$: einzelner Grauwert der Mustermatrix
 $g(r, c)''$: einzelner Grauwert der Suchmatrix
 $\bar{g}'$: mittlerer Grauwert der Mustermatrix
 $\bar{g}''$: mittlerer Grauwert der Suchmatrix
 R : Anzahl Zeilen
 C : Anzahl Spalten

Der Korrelationskoeffizient ist im Allgemeinen < 1 , da die gemessenen Grauwertfunktionen mit zufälligen Fehlern behaftet sind und die geometrische Transformation zwischen den Bildern nicht optimal ist. Der Korrelationskoeffizient ist nicht invariant gegen geometrische Verzerrungen. Die Verzerrungen werden mit Hilfe einer projektiven Transformation mathematisch modelliert. Die Form des linken Korrelationsfensters ist quadratisch. Zu jedem Bildpunkt im linken Bildausschnitt wird mit der Annahme einer Ebene im Objektraum der zugehörige Punkt im rechten Bildausschnitt bestimmt. Der rechte Bildausschnitt ist im Vergleich zum quadratischen linken geometrisch verzerrt.

Der gesuchte Objektpunkt S und die zugehörigen XYZ-Koordinaten werden durch den maximalen Korrelationskoeffizienten definiert. Um mögliche Fehlkorrelationen auszuschließen, wird ausgehend vom maximalen Korrelationskoeffizienten in einer Umgebung von ± 5 Schrittweiten die Differenz zwischen dem maximalen und minimalen Korrelationskoeffizienten innerhalb dieses Bereichs berechnet. Eine Umgebung von ± 5 Schrittweiten hat sich als ausreichend erwiesen, um eine Aussage über die Eindeutigkeit des Korrelationskoeffizienten zu treffen. Bei einem Wert kleiner als einem vorgegebenen Schwellwert wird der Objektpunkt verworfen.

Die Größe der Verschiebung innerhalb von $\pm \Delta s$ im Objektraum wird in Abhängigkeit von der maximal zulässigen Höhenänderung im DOM unter Berücksichtigung der Veränderung der Bildkoordinaten von mindestens einem Pixel bei Verschiebung des Punkts entlang der Geraden durch den Mittelpunkt H der Basis und die Gebietsmitte G bestimmt. Der Gebietsmittelpunkt G wird den Angaben der Größe des auszuwertenden DOMs mit X_{min} , X_{max} , Y_{min} , Y_{max} und Z_{min} , Z_{max} entnommen.

Anschließend werden für den Gebietsmittelpunkt und für den um g Schrittweiten verschobenen Gebietsmittelpunkt unter Verwendung der Kollinearitätsgleichungen (3.1) und der Affintransformation (3.2) die Pixelkoordinaten u_j und v_j jeweils für das rechte und linke Bild ermittelt:

$$(u, v)_j = f(g(X, Y, Z)_G) \quad (3.4)$$

g : Schrittweite

Zur Bestimmung der gesuchten Schrittweite g muss Gleichung (3.5) erfüllt werden. Der Quotient aus der Veränderung der Bildkoordinaten und der gewählten Schrittweite g muss dem geforderten Unterschied der Bildkoordinaten von einem Pixel entsprechen.

$$\frac{\partial x}{\partial g} = 1 \text{ Pixel} \quad (3.5)$$

3.1.2 Flächenhafte Ausbreitung

Zur Beschaffung von guten Startwerten für die homologen Bildinformationen wird das hierarchische Verfahren der Bildpyramiden verwendet. Durch den Einsatz von Bildpyramiden wird die Schnelligkeit und Zuverlässigkeit gesteigert. Die Bildzuordnung wird zunächst mit geringer Auflösung begonnen und in anschließenden Iterationen verbessert. Durch Fortsetzen des Prozesses über den gesamten Modellbereich mittels eines verfeinerten Region-Growing-Verfahrens wird eine 3D-Punktwolke generiert.

In einer geringen Auflösungsstufe breitet sich der Algorithmus ausgehend von den bekannten Startpunkten in die acht Hauptrichtungen im Objektraum aus (siehe Abb. 3a). Unter Verwendung der Höhe des vorherigen Punkts wird eine Zuordnung versucht. Bei erfolgreicher Korrelation wird in die jeweilige Hauptrichtung mit gegebener Rasterweite bis zum Abbruch der Korrelation aufgrund des Unterschreitens des Schwellwerts für den Korrelationskoeffizienten fortgefahren.

Im Anschluss wird im zweiten Teil der flächenhaften Ausbreitung ein so genanntes Näherungs-DOM durch Interpolation abgeleitet (siehe Abb. 3b). Abschließend wird aus dem bestehenden Näherungs-DOM durch weitere Iterationen und unter Verwendung eines kleineren Korrelationsfensters bei gleichem Schwellwert für den Korrelationskoeffizienten

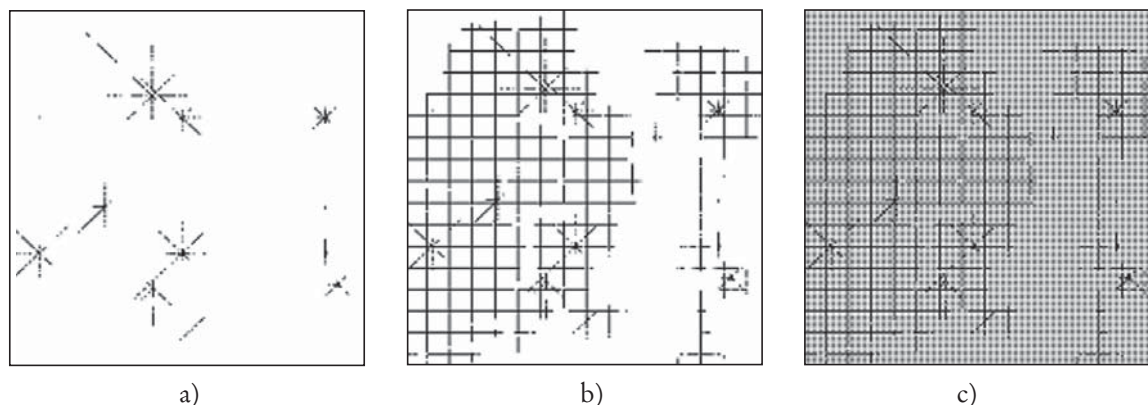


Abb. 3: Prinzip der flächenhaften Ausbreitung (LINDER, 2003)

ein verbessertes DOM abgeleitet (siehe Abb. 3c). In diesem Schritt der flächenhaften Ausbreitung werden die Bilddaten in ihrer Originalauflösung verwendet. Die Gitterweite entspricht der gewählten Auflösung im Digitalen Oberflächenmodell. In Abhängigkeit von den unterschiedlichen Abschnitten der flächenhaften Ausbreitung wird mit einem entsprechenden Vielfachen der Schrittweite zur Objektverschiebung gearbeitet. Nicht korrelierte Objektpunkte können interpoliert werden.

3.1.3 Bildsequenzen

Die Grundidee der Sequenzauswertung ist, dass die Änderung der Höhe des DOMs in aufeinander folgenden Bildern einer Bildsequenz im Bereich der nicht brechenden Welle sehr gering ist. Im ersten Stereobildpaar der Bildsequenz müssen die Startpunkte manuell gemessen werden. Nur unter Hinzunahme dieser Startpunkte ist es möglich, den Prozess der Bildzuordnung zu starten. Die Methode ist in der Lage, die benötigten Startpunkte der folgenden Stereobildpaare eigenständig zu finden.

Im Folgenden wird die Auswertung der Bildsequenzen näher beschrieben. Die Bildzuordnung wird für das erste Stereobildpaar in Zeitschritt $[i]$ ausgeführt. Das Ergebnis ist eine große Anzahl neu bestimmter Objektpunkte. Aufgrund der geringen Wellenbewegung können die Objektpunkte des Zeitschritts $[i]$ als Startpunkte für den folgenden Zeitschritt $[i + 1]$ verwendet werden (siehe Abb. 4).

Um den Aufwand für die Bildzuordnung zu verringern, wird nur eine bestimmte, gut verteilte Menge an Objektpunkten als neue Startpunkte genutzt. Ein grobes Raster neuer Startpunkte wird aus den Objektpunkten des vorangegangenen Zeitschritts ausgewählt. Die Bildzuordnung des Stereobildpaars $[i + 1]$ wird durchgeführt und die Ergebnisse können in gleicher Weise für das Stereobildpaar $[i + 2]$ genutzt werden und so weiter. Aufgrund der geforderten Aufnahme Frequenz und der Geschwindigkeit der Veränderung der Oberfläche kann auf die zusätzliche Berücksichtigung von Bewegungsmodellen verzichtet werden.

Das Ergebnis der photogrammetrischen Datenerfassung ist eine dynamische Beschreibung der Wasseroberfläche in der Form $Z(X, Y, t)$. Bei Bedarf können zusätzlich Orthophotos generiert und die automatisch bestimmten Oberflächenmodelle gefiltert werden. Durch eine Tiefpassfilterung werden die hohen Ortsfrequenzanteile wie Rauschen oder feine Details im DOM abgeschwächt oder sogar unterdrückt.

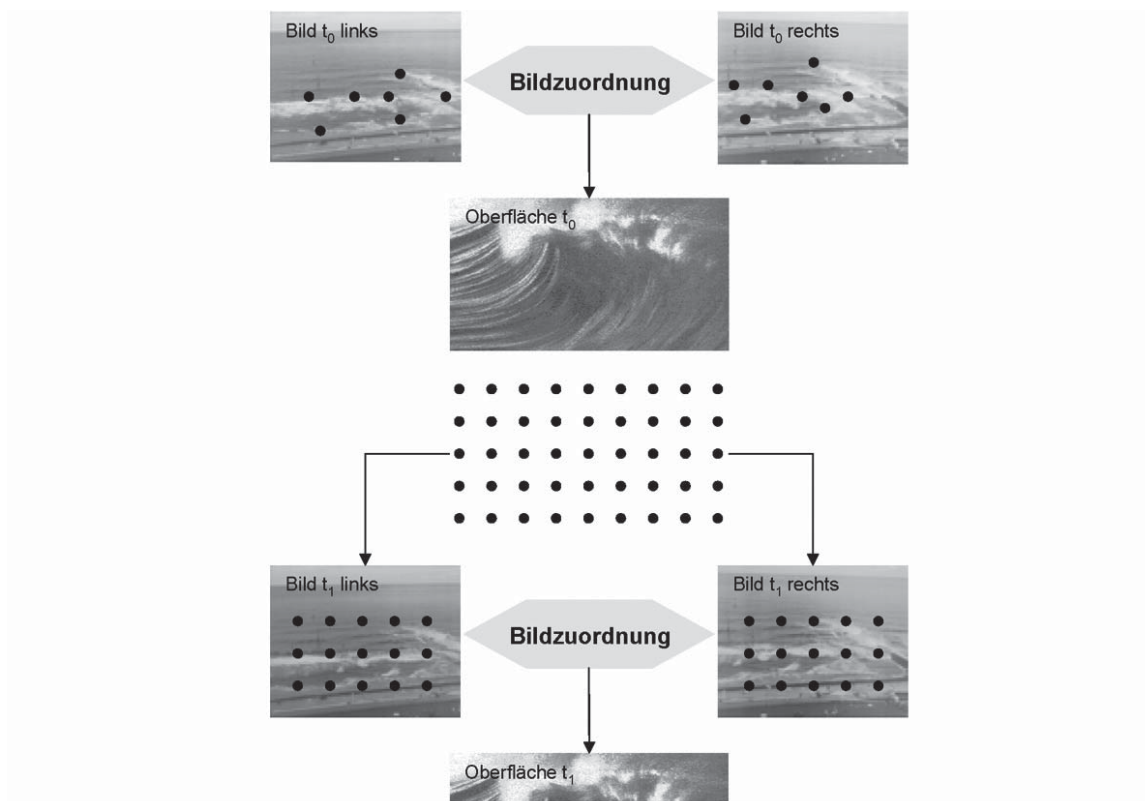


Abb. 4: Algorithmus zur Bestimmung von Wasseroberflächen aus Bildsequenzen

Der entwickelte Algorithmus wurde in das bestehende Softwaresystem LISA Modul FOTO (LINDER, 2003). Das Programm ist für den Einsatz auf einem handelsüblichen Rechner mit Standardkomponenten entwickelt worden. Es sind keine zusätzlichen oder speziellen Ausstattungen erforderlich. Für Details sei auf die Literatur verwiesen (LINDER, 2003).

4. Messkampagnen Norderney

Die Datengrundlage für das Projekt wurde im Rahmen zweier Messkampagnen im August 2002 und Mai 2003 am Nordstrand der Insel Norderney erhoben. Das Untersuchungsgebiet ist das Bühnenfeld D1/E1 mit einer Größe von ca. 200 x 200 m², das bereits seit vielen Jahren der Forschungsstelle Küste (FSK) des Niedersächsischen Landesbetriebes für Wasserwirtschaft und Küsten- und Naturschutz (NLWKN) als Forschungsfeld dient und entsprechend mit herkömmlichen Messinstrumenten ausgerüstet ist.

Abb. 5 zeigt den Messaufbau mit herkömmlichen Instrumenten, wobei Kreise die Wellenmessdrähte, Rauten die Bojen und Kreuze die PUV-Meter repräsentieren. Die Bojen sind nach ihrer Position mit „West“, „Mitte“ und „Ost“ bezeichnet und ebenso sind die Abkürzungen der PUV-Meter zu interpretieren, wobei die Nummerierung aufsteigend in Richtung Strand verläuft. Bei den Wellenmessdrähten ist dies umgekehrt, so dass der strandnah gelegene Pegel den Index 1 und der weiter außerhalb liegende Pegel den Index 2 hat. Die zwei Kreise unterhalb von WD1 kennzeichnen zusätzlich eingebrachte Pfähle, die zur Orientierung der photogrammetrischen Aufnahmen dienen, wobei am linken Pfahl noch ein Pegel (TP) zur Aufzeichnung des Tidewasserstands installiert ist.

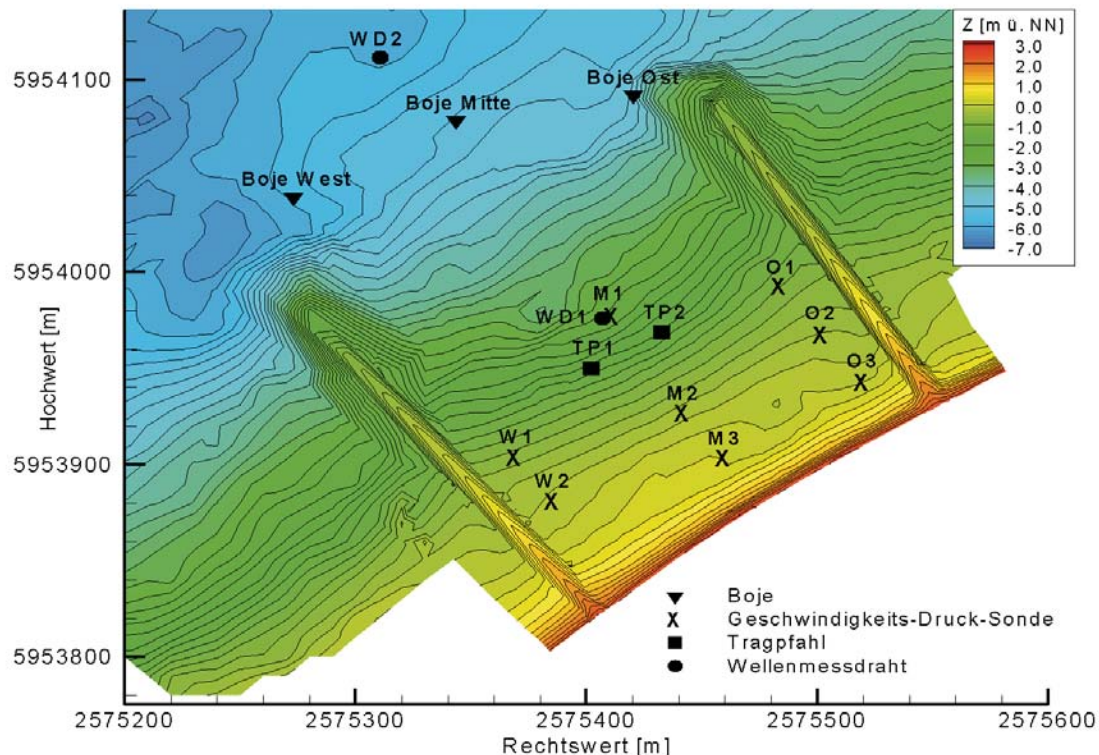


Abb. 5: Topographie des Bühnfelds D1/E1 mit Positionen der Messinstrumente

Die Vermessung der Unterwassertopografie ist insbesondere für die numerische Modellierung des Seegangs im Bühnfeld von Bedeutung und wurde von der Betriebsstelle Norden des NLWKN vorgenommen. In Bereichen geringerer Wassertiefen bis etwa -1.80 m erfolgte die Vermessung bei Niedrigwasser mit Differential-GPS in einem Raster von etwa 10 m, wobei die Bühnen über ihre Querprofile genauer vermessen wurden. In Wassertiefen > 1.00 m wurde von einem Boot aus eine Singlebeam-Echolotpeilung durchgeführt, die ebenfalls Daten in einem Raster von etwa 10 m lieferte. Die Genauigkeit der Verfahren liegt bei unter 1 cm für die GPS- und bei etwa 15 cm für die Echolotvermessung.

4.1 Photogrammetrische Datenerfassung

Durch den Einsatz der Photogrammetrie soll der Seegang flächendeckend und zeitlich hochauflösend, entsprechend der Auflösung des numerischen Modells, bestimmt werden (STRYBNY u. WEGMANN, 2001). Die Erhebung der für die photogrammetrische Auswertung erforderlichen Daten erfolgte im Rahmen der beiden Messkampagnen. Zur Datenerfassung wurden vier digitale Videokameras eingesetzt.

4.1.1 Aufnahmekonfiguration

Die photogrammetrischen Aufnahmen wurden von Dächern zweier Hochhäuser in unmittelbarer Nähe des Bühnfelds durchgeführt (weiße Kreise in Abb. 6). Auf jedem Gebäude wurden zwei Kameras aufgestellt. Wegen der Höhe der Aufnahmestandpunkte von

ca. 40 m und einem maximalen Aufnahmeabstand von 400 m am äußeren Rand des Untersuchungsgebiets wurden die Kameras um ungefähr 10 gon aus der Horizontalen geneigt. Aus der gewählten Kamerakonfiguration ergeben sich zwei überlappende Stereomodelle (siehe Abb. 7). Die Angaben zum Bildmaßstab m_b in Abb. 7 beziehen sich auf eine Kammerkonstante (diese entspricht abgesehen von hier nicht interessierenden Details der Brennweite) c von 12.5 mm. Ein Oberflächenmodell des gesamten Gebiets erhält man durch die Kombination der beiden Modelle.



Abb. 6: Untersuchungsgebiet
(Quelle: Betriebsstelle Norden, NLWKN)

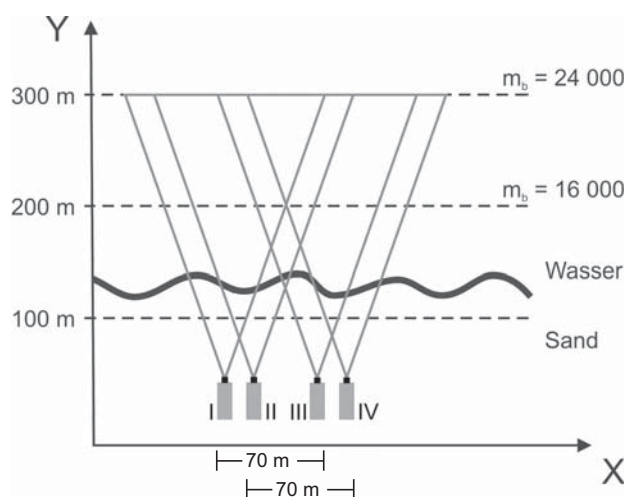


Abb. 7: Aufnahmekonfiguration im Grundriss

Für die Auswertung der photogrammetrisch erfassten Daten werden Passpunkte benötigt, um die äußeren Orientierungen der Bilder bestimmen zu können. Zu diesem Zweck wurden von der FSK zwei Tragpfähle im Untersuchungsgebiet eingebracht. Diese sowie weitere Passpunkte, wie z.B. Mauerecken, Laternenpfähle oder Zieltafeln wurden von der Betriebsstelle Norden in Lage und Höhe bestimmt. Zur Stabilisierung des Bildverbands wurden zusätzlich fünf rote Fender-Bojen im Bühnenfeld als Verknüpfungspunkte ausgebracht.

4.1.2 Genauigkeitsabschätzung

Die erreichbare Objektgenauigkeit wird sowohl durch die geometrische Messanordnung, wie die Objektgröße, die Anzahl der Kameras und Standpunkte, die Blickrichtung und den Öffnungswinkel jeder Kamera, als auch durch die Messgenauigkeit der homologen Bildkoordinaten beeinflusst. Durch die Anwendung der Fehlertheorie des Normalfalls kann die erreichbare Genauigkeit der gewählten Aufnahmekonfiguration für je ein Stereomodell in einem lokal gewählten Koordinatensystem nach Formel (4.1) abgeschätzt werden (KRAUS, 1997). Fehlereinflüsse aus der inneren und äußeren Orientierung sowie aus atmosphärischen Störungen und Objektbewegungen werden vernachlässigt.

$$\begin{aligned}s_X &= s_Z = m_b \cdot \sigma_0 \\ s_Y &= \frac{h}{b} \cdot m_b \cdot \sigma_0\end{aligned}\tag{4.1}$$

s_X, s_Z : Lagegenauigkeit in X , Höhengenaugigkeit in Z
 s_Y : Tiefengenaugigkeit in Y
 σ_0 : Messgenauigkeit
 m_b : Bildmaßstab
 y : Aufnahmeentfernung
 b : Aufnahmebasis

Tab. 1 enthält die theoretischen Objektgenauigkeiten für eine Aufnahmeentfernung y von 200 m in der Mitte des Untersuchungsgebiets und von 300 m am äußeren Gebietsrand jeweils für eine Kammerkonstante von 12.5 mm bzw. 50 mm.

Tab. 1: Genauigkeitsabschätzung

Kammerkonstante c	12.5 mm	12.5 mm	50 mm	50 mm
Bildgröße s'	8.6 mm	8.6 mm	8.6 mm	8.6 mm
Pixelgröße pix	0.0067 mm	0.0067 mm	0.0067 mm	0.0067 mm
Aufnahmeentfernung y	200 m	300 m	200 m	300 m
Aufnahmebasis b	18 m	18 m	18 m	18 m
Messgenauigkeit σ_0	1 Pixel	1 Pixel	1 Pixel	1 Pixel
Bildmaßstab m_b	16000	24000	4000	6000
Basis-Abstand-Verhältnis b/y	0.09	0.06	0.09	0.06
Standardabweichung in X, Z : s_X, s_Z	10.7 cm	16.1 cm	2.7 cm	4.0 cm
Standardabweichung in Y : s_Y	119.1 cm	268.0 cm	29.8 cm	67.0 cm
Pixelgröße im Objekt pox	10.7 cm	16.1 cm	2.7 cm	4.0 cm
Stereobereich	119.6 m	188.4 m	16.4 m	33.6 m

Die Objektgenauigkeiten in Aufnahmerichtung und quer dazu unterscheiden sich deutlich. Die Genauigkeit in Aufnahmerichtung ist sowohl vom Maßstab m_b als auch von der Strahlenschnittgeometrie, ausgedrückt durch das Basis-Abstand-Verhältnis b/y , abhängig. Bei konstanter Aufnahmebasis b wächst die theoretische Standardabweichung in Y mit dem Quadrat der Aufnahmeentfernung y .

Durch zusätzliche Kameras kann jede beliebige Gebietsbreite aufgenommen werden. Die auswertbare Gebietstiefe ist begrenzt durch die Aufnahmeentfernung und die Wahl der Kammerkonstanten. Die erreichbare Genauigkeit ist ebenfalls abhängig von der Kammerkonstanten.

Mit einer Kammerkonstanten von 12.5 mm ist im mittleren Gebietsbereich eine Genauigkeit in der Lage X bzw. der Höhe Z von 10.7 cm und in der Tiefe Y von 119.1 cm zu erreichen. Bei einer Aufnahmeentfernung von 300 m beträgt die Breite des Auswertebereichs parallel zur Basis aufgrund des Öffnungswinkels der Objektive für ein Stereomodell 188.4 m. Durch die Kombination mit dem zweiten Stereomodell entsteht am äußeren Gebietsrand ein

Überlappungsbereich von 118.4 m parallel zur Basis. Am vorderen Gebietsrand bei einer Aufnahmeentfernung von 100 m ergibt sich ein Stereobereich von 50.8 m.

Bei der Verwendung einer Kammerkonstanten von 50 mm reduziert sich der Stereobereich bei einer Aufnahmeentfernung von 300 m auf 33.6 m. Bei einer Aufnahmeentfernung von 100 m ist kein Stereobereich vorhanden. Ein Überlappungsbereich der Stereomodelle kann nur durch eine konvergente Anordnung der Kamera paare zueinander erzeugt werden. Die erreichbare Genauigkeit im mittleren Gebietsbereich beträgt in der Lage X bzw. der Höhe Z 2.7 cm und in der Tiefe Y 29.8 cm.

Ziel des Projekts ist die flächendeckende Erfassung eines Bühnenfelds. Vier Kameras mit je einer Kammerkonstanten von 12.5 mm decken das Untersuchungsgebiet großflächig ab. Die Wahl der 12.5-mm-Objektive zu Gunsten der Gebietsausdehnung hat eine geringere erreichbare Objektgenauigkeit zur Folge.

4.1.3 Verwendete Hardware

Zur photogrammetrischen Datenerfassung wurden vier digitale Schwarz-weiß-Video-kameras Ikegami SKC-131-12E mit einem $\frac{2}{3}$ inch interline progressive scan CCD und Cosmocar Objektive 12.5 mm eingesetzt (siehe Abb. 8).

Der CCD-Sensor hat eine geometrische Auflösung von $6.7 \times 6.7 \mu\text{m}^2$ pro Pixel. Die Sensorgröße beträgt 1296 Pixel $\times$ 1031 Pixel und die maximale Bildfrequenz 12 Hz. Die Hardwarekonfiguration erlaubt eine maximale Aufnahmezeit von 20 Minuten. Eine Bildsequenz besteht aus einer Folge einzeln abgespeicherter Graubilder. Ein Bild benötigt 1.3 MB Speicherplatz. Bei einer Sequenz von 10 Minuten mit einer Aufnahmefrequenz von 8 Hz entspricht dies 4800 Bildern bzw. 6.2 GB. Zur Datenspeicherung steht pro Kamera ein Pen-



Abb. 8: Kamera SKC-131-12E

tium-3-Rechner mit 850 MHz, 256 MB RAM und 105 GB Harddisk zur Verfügung. Die synchrone Auslösung der Kameras erfolgte über einen externen Trigger.

Die Kameras wurden sowohl vor als auch nach der jeweiligen Messkampagne kalibriert. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen eine stabile innere Orientierung im μm -Bereich. Die äußeren Orientierungen der Bilder wurden nach der Datenaufnahme auf Basis der Passpunkte bestimmt.

5. Photogrammetrische Auswertung

Während der Messkampagnen wurden Bildsequenzen zu unterschiedlichen Wasserständen aufgenommen. Für die photogrammetrische Auswertung wurde der Datensatz vom 15.5.2003 um 10:03 Uhr MEZ ausgewählt. Zu diesem Zeitpunkt war Tidehochwasser mit einer Signifikanten Wellenhöhe HS von 1.68 m. Aufgrund des Tidehochwassers ist eine ausgeprägte Struktur der Wasseroberfläche vorhanden und die maximale Ausdehnung der Wasseroberfläche innerhalb des Untersuchungsgebiets erreicht bzw. der Abstand der Grenzlinie Wasser – Sand zu den Aufnahmestandpunkten ist minimal.

5.1 Ableitung der Wasseroberfläche

Zur dreidimensionalen Objektbestimmung wurden ca. 120 gut verteilte Startpunkte manuell am Bildschirm gemessen. Unter Verwendung dieser Startpunkte wurden für jeden Zeitschritt ca. 60 000 homologe Punkte automatisch bestimmt. Die Berechnung einer Sequenz von 7000 Bildern mit einer Frequenz von 8 Hz konnte erfolgreich durchgeführt werden. Eine Sequenz von 7 000 Bildern entspricht etwa 14½ Minuten.

Die Rechenzeit für die Bestimmung einer Wasseroberfläche mit einer Größe von ca. 130 x 190 m² beträgt ca. 4 bis 5 Minuten pro Bildpaar auf einem Pentium-4-Rechner mit 2.7 GHz und 1 GB RAM. Die Bildsequenzauswertung wurde mit folgenden Parametern durchgeführt:

Tab. 2: Parameter zur Bildsequenzauswertung

Parameter	Näherungs-DOM	verbessertes DOM
Verschiebungsbereich $\pm \Delta s$	0.25 m	0.10 m
Korrelationskoeffizient ρ	0.8	0.9
Fenstergröße	13 Pixel	7 Pixel
Anzahl Iterationen	3	5

Der Wert für den maximalen Verschiebungsbereich $\pm \Delta s$ der Startpunkte orientiert sich an der Form der zu bestimmenden Oberfläche. Je kleiner dieser Wert gewählt wird, desto geringer ist die zugelassene Änderung in der Höhe bei der flächenhaften Ausbreitung, d.h. von benachbarten Punkten. Bei der Auswertung von Bildsequenzen ist der Parameter für den maximalen Verschiebungsbereich $\pm \Delta s$ zusätzlich von der Veränderung der Oberfläche in der Zeit und der aufgenommenen Bildfrequenz abhängig. Die Änderung der Höhe des DOMs

in aufeinander folgenden Bildern einer Bildsequenz liegt in einer Größenordnung von ca. 15 cm im Bereich der nicht brechenden Welle bei einem Zeitschritt von 0.2 s.

Der Schwellwert für den minimalen Korrelationskoeffizient ρ liegt für eine gute Zuordnung zwischen 0.7 und 1. Je größer der Schwellwert gewählt wird, desto weniger homologe Punkte werden gefunden und desto „sicherer“ ist der bestimmte Objektpunkt.

Die Größe des Korrelationsfensters ist ein entscheidender Parameter. Im Prinzip kann durch Vergrößerung der Fenstergröße die Genauigkeit beliebig gesteigert werden, solange durch die Vergrößerung mehr Struktur bzw. Textur für die Bildzuordnung zur Verfügung steht und die Geometrie stimmt. Einer beliebigen Steigerung der Genauigkeit sind aber wegen der im Allgemeinen nicht ebenen Oberfläche Grenzen gesetzt. Um Mehrfachzuordnungen zu vermeiden müssen die Objektmerkmale innerhalb des Korrelationsfensters und innerhalb des Verschiebungsbereichs $\pm \Delta s$ eindeutig einander zugeordnet werden können.

Abb. 9 zeigt im linken Teil Ausschnitte aus drei generierten Wasseroberflächen der ausgewerteten Bildsequenz mit einem zeitlichen Abstand von 2 s von Epoche zu Epoche. Die Position der Wellenfronten kann in den Oberflächenmodellen gut erkannt und verfolgt werden. Die zusätzlich erzeugten Orthophotos wurden den ermittelten Oberflächen überlagert (rechte Hälfte der Abb. 9). In beiden Darstellungen stimmen die Wellenpositionen überein. Durch die Überlagerung der Orthophotos können die Ergebnisse der Bildzuordnung visuell überprüft werden.

In Teilbereichen, wie z.B. bei den sich im Bühnenfeld befindenden Messpfählen treten Probleme auf. Diese konnten nur durch die Definition von Aussparungsflächen behoben werden. Zur Bestimmung eines einheitlichen Modells für das gesamte Bühnenfeld werden

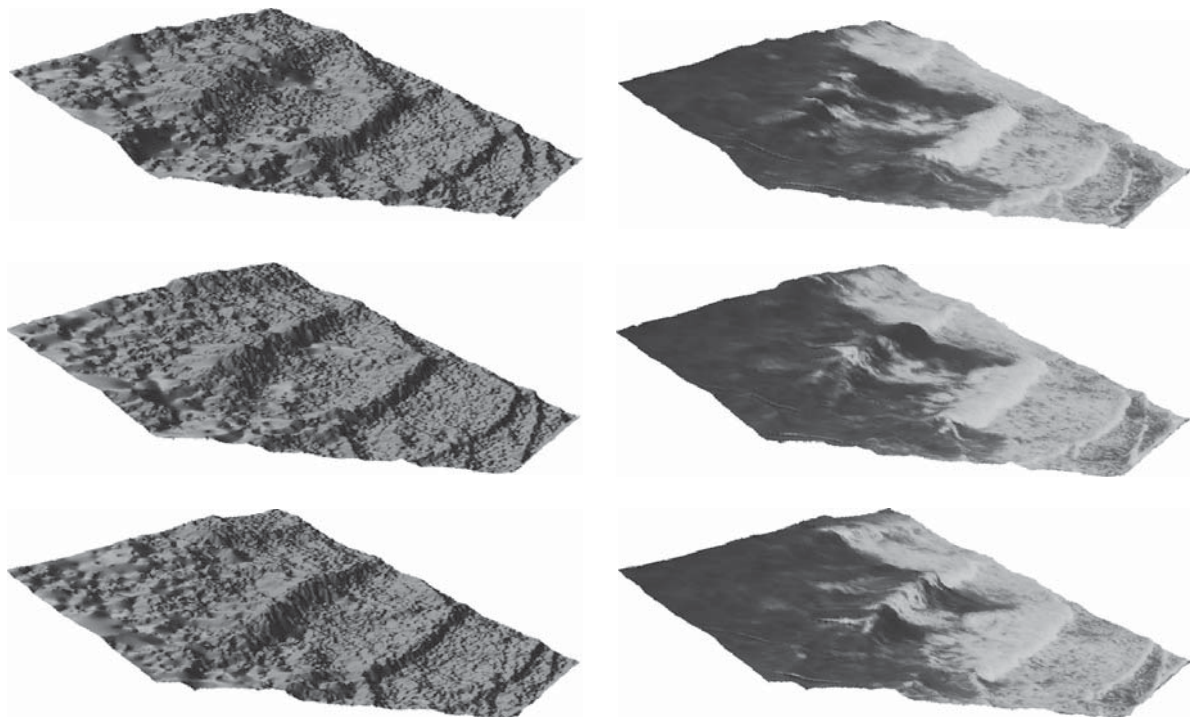


Abb. 9: Sequenz von Wasseroberflächen mit $\Delta t = 2$ s.
Links: Oberflächenmodelle, rechts: mit überlagerten Orthophotos

die Höhen der einzelnen Stereomodelle in den sich überlappenden Bereichen abschließend gemittelt.

Die entwickelte Software bietet verschiedene Möglichkeiten, die automatisch bestimmten Digitalen Oberflächenmodelle zu kontrollieren. In der Stereoansicht wurden die ermittelten Objektpunkte eingeblendet sowie das Oberflächenmodell unter Verwendung einer Rot-grün-Brille visuell überprüft.

5.2 Vergleich zu manueller Auswertung

Stichprobenartig wurden einzelne automatisch abgeleitete Oberflächenmodelle mit manuellen Kontrollmessungen verglichen. Die Auswertungen wurden an der Image Station Z4 von Z/I Imaging durchgeführt. Die durch Doppelmessungen bestimmte Genauigkeit der manuellen Messung beträgt 8 cm.

Beim Vergleich von manueller und automatischer Oberflächenbestimmung wurde die manuelle Messung als fehlerfrei angenommen. Das automatisch bestimmte DOM stimmt mit dem manuell gemessenen DOM weitgehend überein. Der Algorithmus ist also für die DOM Ableitung von Wasseroberflächen im Prinzip brauchbar. Abb. 10 zeigt das Orthophoto eines Zeitschritts des gesamten Bühnenfelds mit überlagerten Höhendifferenzen aus manueller und automatischer Messung.

Die Standardabweichung s der Höhen des gesamten Modells der beiden DOM ergibt sich zu 29 cm. Bei der manuellen Auswertung wurden eindeutig erkennbare Punkte auf der Wasseroberfläche gemessen. Der Algorithmus der Bildzuordnung vergleicht die Grauwerte des linken Korrelationsfensters mit den Grauwerten der entsprechenden Pixel des rechten Bilds. Dies führt zu unterschiedlichen Ergebnissen. Die Größe der Differenzen ist stark von

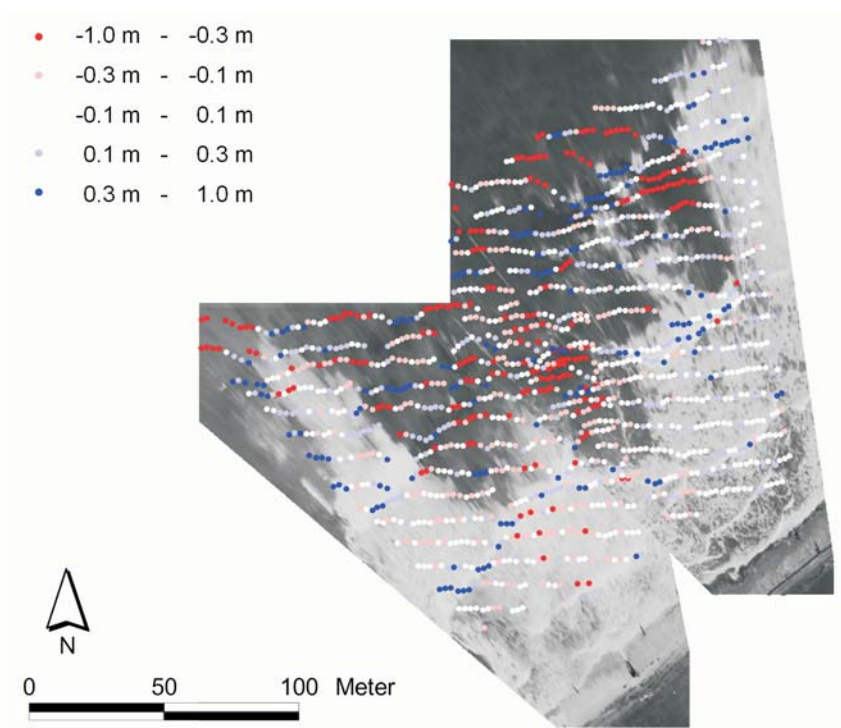


Abb. 10: Orthophoto mit überlagerten Höhendifferenzen

den vorhandenen Geländestrukturen bzw. der Textur der Oberfläche abhängig. Bei Oberflächen mit kontrastreichen Kleinformen, wie beispielsweise im Bereich der Brandungszone, wurden gute Ergebnisse erzielt. Probleme treten bei Verdeckungen und im äußeren seewärtigen Bereich auf, da die Oberfläche in diesem Bereich nur einen geringen Grauwertkontrast aufweist.

Bei der Betrachtung eines Ausschnitts aus den beiden Oberflächenmodellen verbessert sich die Genauigkeit. Der Ausschnitt wurde auf Bereiche mit visuell guter Textur beschränkt. Die Standardabweichung s der Höhen aus einem Ausschnitt der Oberflächenmodelle liegt bei 21 cm. Dies entspricht einer Messgenauigkeit σ_0 von 2 Pixeln.

5.3 Vergleich zu Seegangsmessungen

Die meisten Verfahren zur Messung des Seegangs liefern Wellenhöhe und Periode. Durch punktuelle Messung der Höhe der bewegten Wasseroberfläche in kurzen Abständen erhält man eine Wellendarstellung als Funktion der Zeit. Abb. 11 zeigt den Vergleich von automatischer Messung und Wellenmessdraht WD1 in der Zeit für einen Ausschnitt von 450 Bildern aus der Sequenz von 7000 Bildern. 450 Bilder aufgenommen mit 8 Hz entsprechen 56 Sekunden. Die Seegangsmessungen werden als fehlerfrei angenommen. Der Wellenmessdraht befindet sich in der Mitte des Bühnenfelds (siehe Abb. 5).

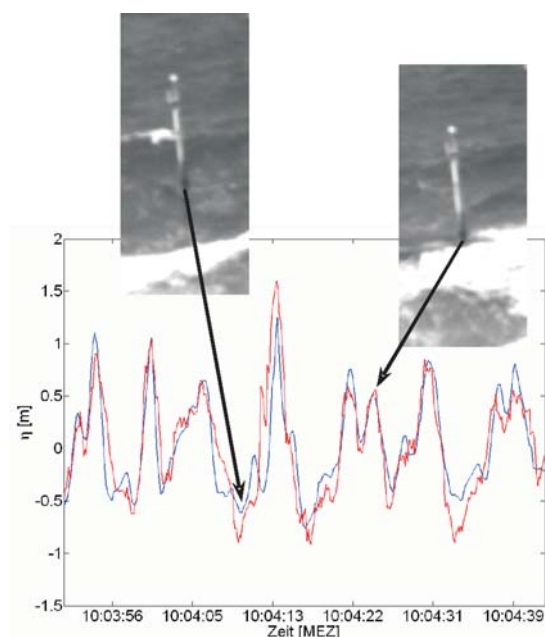


Abb. 11: Vergleich Wellenmessdraht WD1 – automatische Messung.
Blau: Wellenmessdraht WD1, rot: automatische Messung

Die Höhendaten aus der Seegangsmessung stimmen im Allgemeinen mit der automatischen Messung überein. Die Standardabweichung der Höhendifferenzen beträgt 24 cm. Probleme treten in Gebieten mit schlechter Textur auf. Im Bereich von Wellentälern und einzelnen brechenden Wellen entstehen Abweichungen von mehreren Dezimetern. Die Standardabweichung des Wellenmessdrahts wird im Dezimeterbereich geschätzt. Zur genaueren

Analyse der Differenzen zwischen Wellenmessdraht und automatischer Messung werden die Zeitpunkte 10:04:09 Uhr MEZ und 10:04:24 Uhr MEZ näher untersucht. Die zugehörigen Bildinformationen für diese Zeitpunkte sind ebenfalls in Abb. 11 dargestellt. Zum Zeitpunkt 10:04:09 Uhr MEZ befindet sich der an einem Pfahl montierte Wellenmessdraht in einem Wellental. Die Fehlkorrelation ergibt sich aufgrund der schlechten Textur der Wasseroberfläche. Die Grenzen des Algorithmus sind hier erreicht. Zum Zeitpunkt 10:04:24 Uhr MEZ findet die Bildzuordnung in der Gischt der brechenden Welle statt. In diesem Fall ist die Differenz zwischen der automatischen Bildzuordnung und dem Wellenmessdraht kleiner als 10 cm. Das Ergebnis der Bildzuordnung kann als erfolgreich beurteilt werden.

5.4 Abgeleitete Seegangparameter und Richtungsspektren

Durch den Vergleich statistischer zeitgemittelter Seegangparameter kann die automatische Bildzuordnung weiter verifiziert werden. Datengrundlage sind die ausgewertete Bildsequenz mit 7000 Bildern und die entsprechenden Seegangsmessungen. Die Signifikanten Wellenhöhen der automatisch bestimmten Wasseroberfläche an den Positionen des Wellenmessdrahts WD1 und der Druck-Geschwindigkeits-Sonde M3 sowie die zugehörigen Seegangsmessungen sind nahezu identisch. Die Differenz beträgt jeweils ca. 2 cm.

Die folgende Untersuchung im Frequenzbereich soll weitere Aufschlüsse geben. Den Vergleich der Energiedichtespektren am Pegel WD1 und der Druck-Geschwindigkeits-Sonde M3 zeigt Abb. 12.

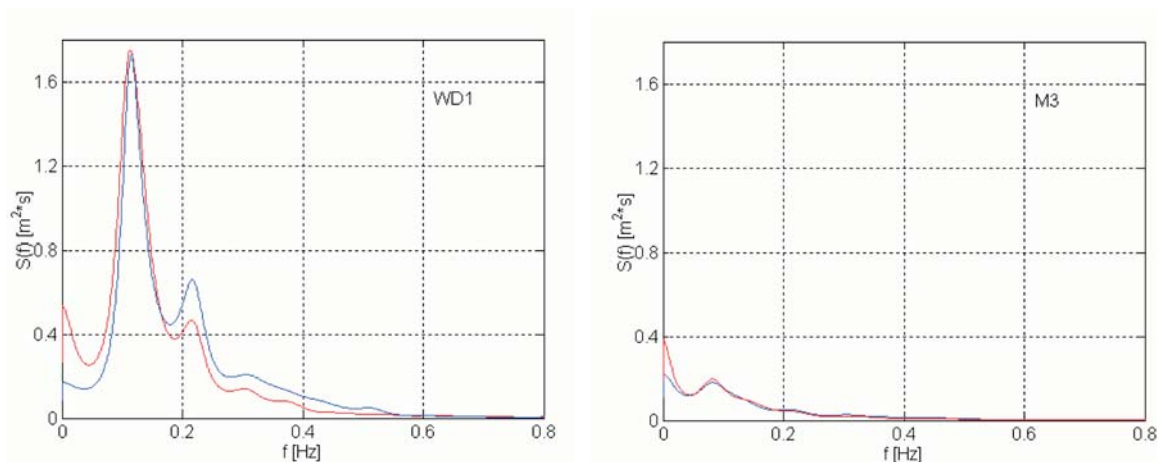


Abb. 12: Vergleich der Energiedichtespektren vom 15.5.2003, 10:03 Uhr MEZ.
Blau: Seegangmessung, rot: automatische Bildzuordnung

Die Spektren stimmen an beiden Positionen im Wesentlichen überein. Es fällt jedoch auf, dass im betrachteten Zeitraum ein sehr energiereicher niederfrequenter Anteil vorhanden war, der in den photogrammetrischen Ergebnissen tendenziell größer ist als für die registrierten Daten von Wellenmessdraht und Druck-Geschwindigkeits-Sonde. Eine endgültige Erklärung für diese Beobachtung kann derzeit nicht gegeben werden, möglicherweise sind dafür Restklaffungen bei der Zusammenführung der verschiedenen Koordinatensysteme verantwortlich. Weiterhin ist am Pegel WD1 für höhere harmonische Frequenzen zu beobachten, dass deren Energie in den photogrammetrischen Daten niedriger ist als in den Mes-

sungen des Wellenmessdrahts. Dieser Unterschied entsteht vermutlich durch Verdeckungen hinter Wellenbergen und schlechte Textur der Wasseroberfläche, die beide eine photogrammetrische Auswertung nicht zulassen. Daher wird die Höhe der Wasserspiegelauslenkungen in den entsprechenden Bereichen interpoliert. Dies führt zu einer Verringerung der Nichtlinearität der Zeitreihe. An der Druck-Geschwindigkeits-Sonde M3 sind die Verdeckungen geringer und die Textur besser, so dass hier beide Messverfahren fast identische Ergebnisse liefern.

5.5 Bewertung

Die Auswertung einzelner Stereomodelle und Bildsequenzen mit bis zu 7000 Bildern wurde erfolgreich durchgeführt. Die Forderung nach hoher räumlicher und zeitlicher Auflösung wurde erfüllt. Durch den Einsatz der 12.5-mm-Objektive wurde im Mittel eine Genauigkeit von 10 bis 15 cm erreicht. Die Genauigkeit ist indirekt proportional zur Gebietsgröße, d.h. je größer die Kammerkonstante ist, desto höher ist die erreichbare Genauigkeit und desto kleiner ist das aufgenommene Gebiet. Eine höhere Genauigkeit kann deshalb z.B. durch die Verwendung von 50-mm-Objektiven erzielt werden. Die Ergebnisse zeigen, dass die automatisch bestimmten Oberflächen im Wesentlichen mit den Messdaten des Wellenmessdrahts und der Druck-Geschwindigkeits-Sonde übereinstimmen.

Schwierigkeiten treten bei Verdeckungen, in texturarmen Regionen und gerichteten Reflexionen an der Wasseroberfläche auf. Abb. 13 zeigt die Grenzen des Algorithmus. In der linken Hälfte der Abb. 13 sind die automatisch bestimmten Objektpunkte für einen Zeitschritt dargestellt, rechts ist das entsprechende Orthophoto zu sehen. In den kontrastschwachen Gebieten kann grundsätzlich durch Aufbringen von Partikeln oder einer Musterprojektion künstlich eine Textur erzeugt werden. Dies ist bei Naturmessungen jedoch schwierig zu realisieren. Ferner können verfügbare geometrische Informationen,

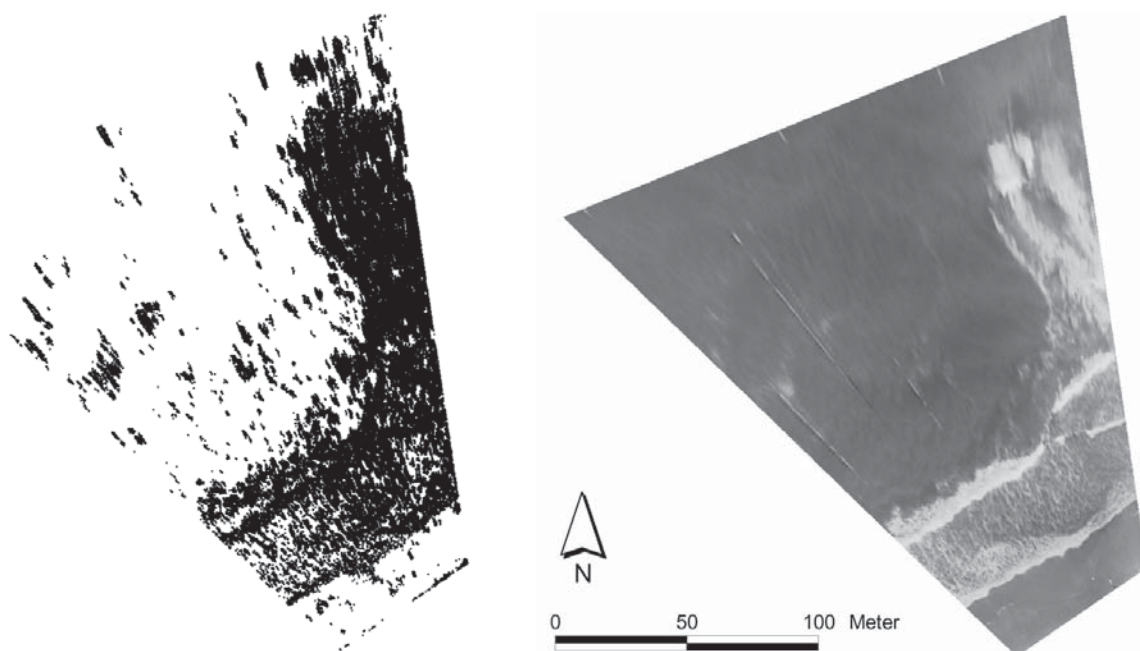


Abb. 13: Grenzen des Algorithmus. Links: automatisch bestimmte Objektpunkte, rechts: zugehöriges Orthophoto

z.B. zusätzliche Informationen über Oberfläche und Verhalten der Oberfläche in der Zeit berücksichtigt werden.

Der entwickelte Algorithmus wurde in das Softwaresystem LISA implementiert. Die Auswertung ist fast komplett automatisiert. Die innere und äußere Orientierung der Kameras müssen vorab bestimmt werden und für das erste Bild einer Bildsequenz sind manuell gemessene Punkte erforderlich. Das Potenzial für weitere Automation im gesamten Messablauf ist gegeben; sowohl die Datenmenge als auch die Rechenzeit sind weiter reduzierbar.

Das Verfahren ist nicht auf den Stereofall beschränkt. Durch die separate Speicherung der inneren und äußeren Orientierung für jedes einzelne Bild einer Sequenz lässt es sich auf beliebig viele Bilder erweitern, d.h. die Gebietsgröße ist in der Breite beliebig erweiterbar. Die Gebietstiefe ist allerdings durch die Aufnahmeentfernung bzw. durch die Pixelgröße im Objektraum begrenzt.

Voraussetzungen an das System sind hohe Aufnahmestandpunkte mit einem möglichst geringen Aufnahmeabstand. Im jetzigen Entwicklungszustand sind zwar weder für die Kameras noch für die zugehörige Hardware zur Synchronisation und Datenspeicherung zusätzliche Vorkehrungen zum Schutz vor beispielsweise Regen oder starkem Wind getroffen worden; eine entsprechende Erweiterung für den Einsatz bei unterschiedlichen Witterungsverhältnissen ist jedoch problemlos möglich. Davon unberührt bleibt selbstverständlich die Tatsache, dass für die Bildaufnahme relativ gute Sicht vorherrschen muss.

6. Simulationsrechnungen

In diesem Abschnitt wird mit dem in Kap. 2 vorgestellten Boussinesq-Modell der Seegang innerhalb des Bühnenfeldes simuliert. Dabei erfolgt die Ansteuerung zunächst auf Grundlage der Bojenmessungen und der berechnete Seegang im Bühnenfeld wird mit den Messungen am Wellenmessdraht WD1 und verschiedenen Drucksonden verglichen. Anschließend zeigen die Ansteuerung und der Vergleich mit photogrammetrisch ermittelten Messdaten die Stärken und Schwächen der neu entwickelten Methode.

6.1 Ansteuerung und Vergleich mit Pegelmessdaten

Aufgrund der vorhandenen Daten müssen die numerischen Modelle zur Simulation des Seegangs an der Küste in klassischer Weise auf Basis punktueller Messungen, z.B. mit Bojen, angesteuert werden. Ebenso kann eine Kalibrierung und Validierung freier Parameter in diesen Modellen im Normalfall nur durch den Vergleich an einzelnen Punkten, an denen Messinstrumente installiert sind, erfolgen. Zur Validierung des hier eingesetzten Boussinesq-Modells soll ebenfalls dieser Weg beschritten werden.

Die am seeseitigen Gebietsrand installierten Waverider-Bojen messen jede Stunde indirekt die vertikale und horizontale Wasserspiegelauslenkung mit einer Digitalisierungsfrequenz von 1.28 Hz über eine Dauer von 20 Minuten. Mit diesen Daten lassen sich die Gesamtenergie des Seegangs, sowie die mittlere Wellenrichtung und die Verteilung der Energie über die Richtung (Spread) als Funktion der Wellenfrequenz bestimmen. Ein entsprechendes Frequenz-Richtungs-Spektrum ist für den 22.8.2002 um 11:00 Uhr MEZ an der Boje Mitte in Abb. 14 dargestellt. Während der Messkampagnen lag rein lokale Windsee vor, so dass Frequenzen $f < 0.1$ Hz kaum Energie enthalten und somit vernachlässigt werden können.

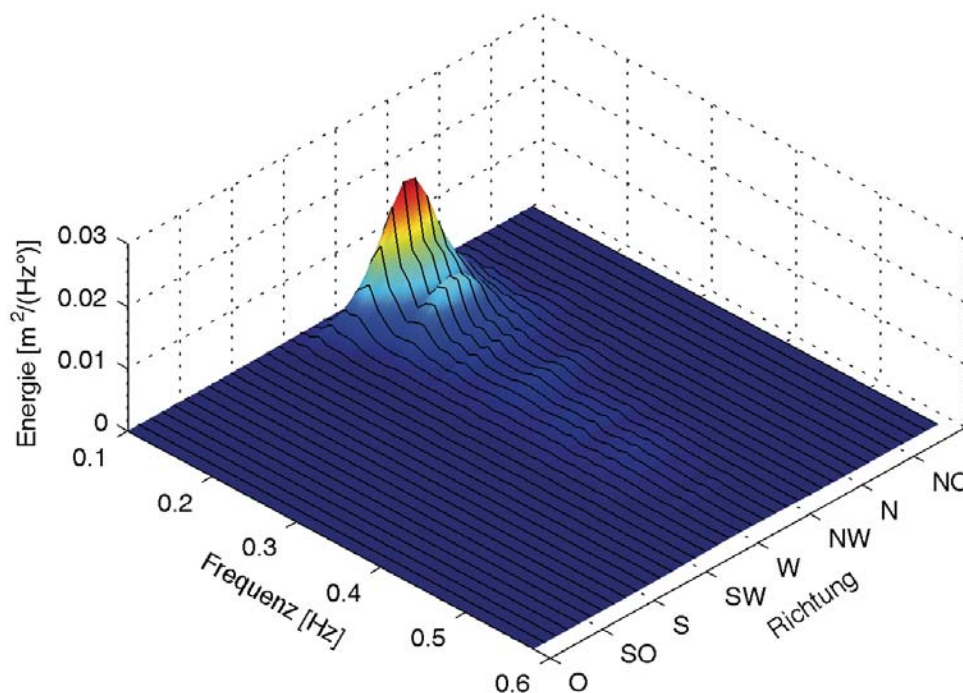


Abb. 14: Frequenz-Richtungs-Spektrum am 22.8.2002, 11:00 Uhr MEZ

Am Beispiel dieser Messung soll nun auch die Simulation mit BOWAM2 erfolgen. Das Bühnenfeld wird in einem quadratischen Raster mit 1.00 m Kantenlänge diskretisiert. Die Wassertiefen werden durch lineare Interpolation vom Digitalen Geländemodell (siehe Abb. 5) auf das Berechnungsgitter übertragen. Die Größe des Berechnungsgebiets beträgt hier exemplarisch 250×300 Knoten, wobei auch andere Größen und andere Gitterauflösungen untersucht wurden, die jedoch keine wesentlichen Änderungen der Ergebnisse bewirkten.

Die Generierung der Wellen erfolgt auf Basis der oben präsentierten Daten der mittleren Boje mit einer Quellfunktion, entsprechend Gleichung (2.3). Der Quellterm ergibt sich dabei in jedem Zeitschritt als Doppelsumme über den Frequenz- und Richtungsraum, wobei das zugrunde liegende Spektrum im Frequenz- und Richtungsraum entsprechend zu diskretisieren und die spektrale Energie nach Gleichung (6-1) in eine Amplitude umzurechnen ist:

$$A = \sqrt{2 df S} \quad (6.1)$$

Die Auflösung im Frequenzraum wird mit $df = 0.001$ s festgesetzt, wodurch sich eine Wiederholungsperiode der Zeitreihe von 1000 s ergibt. Bei der Auflösung im Richtungsraum stellt sich die Frage, ob es angesichts der vielen Wellenkomponenten, die aus der Frequenzauflösung resultieren, ausreichend ist, die Streuung der Wellenrichtung zu vernachlässigen und den Spread jeder einzelnen Komponente mit Null anzunehmen. Untersuchungen haben gezeigt, dass diese Vereinfachung im vorliegenden Fall die statistischen Eigenschaften des Seegangs im Bühnenfeld tatsächlich nicht wesentlich beeinflusst. Dennoch beruhen die unten gezeigten Ergebnisse auf einer Berücksichtigung der Richtungsverteilung mit einer Auflösung von $d\theta = 10^\circ$.

Bevor die Berechnungsergebnisse den Messungen gegenübergestellt werden, sollten einige wichtige Punkte bezüglich Unsicherheiten angesprochen werden. Zunächst sind die

dem Modell zugrunde liegenden Messungen sowohl der Topographie als auch der Wellen im tieferen Bereich mit größeren Unsicherheiten behaftet, als dies bei Laborversuchen der Fall ist. Die an den drei Bojen bestimmten Signifikanten Wellenhöhen unterscheiden sich beispielsweise um bis zu 15 %. Weiterhin zeigt der Term in Gleichung (2.3) die vereinfachende Annahme, dass der punktuell an der mittleren Boje gemessene Seegang repräsentativ für den gesamten Rand ist, wo darüber hinaus eine konstante Wassertiefe vorausgesetzt wird. Ferner messen die PUV-Meter die Wasserspiegelauslenkung nur indirekt über den Wasserdruck, so dass die spektrale Energie unter Annahme der linearen Wellentheorie umgerechnet werden muss. Gleichzeitig liegen diese Instrumente zum größten Teil im Bereich der Brecherzone, was die Genauigkeiten der Messungen weiter negativ beeinflusst.

Ein Vergleich der Wasserspiegelauslenkungen scheidet bei der Ansteuerung des numerischen Modells mit punktuellen Messdaten aus, da es mit dieser Datengrundlage unmöglich ist, den Seegang phasenauflösend zweidimensional zu reproduzieren. Daher beschränkt sich der Vergleich mit Messdaten auf zeitgemittelte, statistische Parameter sowie die Energiedichtespektren. Abb. 15 zeigt die Gegenüberstellung der berechneten (Kreuze) und gemessenen (Kreise) Ergebnisse für die Signifikanten Wellenhöhen sowie die Skewness (Schiefe) und Asymmetry (Asymmetrie) an den vorhandenen Pegelstationen WD1, O1, W2, O2 und M3 (vgl. Abb. 5).

Die Übereinstimmung der Signifikanten Wellenhöhen im oberen Diagramm ist in Anbetracht der oben beschriebenen erreichbaren Genauigkeit als sehr gut zu bezeichnen. Le-

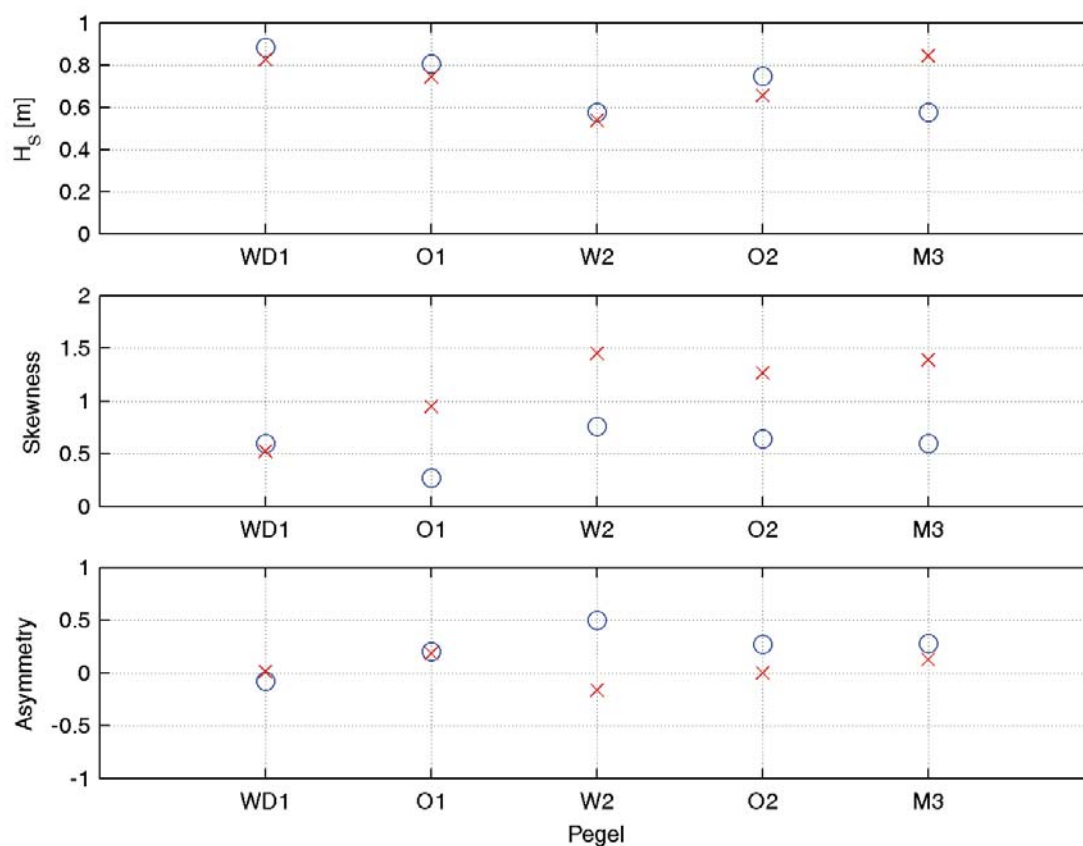


Abb. 15: Vergleich zeitgemittelter Parameter am 22.8.2002, 11:00 Uhr MEZ.
Kreise: Messung, Kreuze: BOWAM2

diglich am Pegel M3 wird die Wellenhöhe vom numerischen Modell überschätzt. Die genaue Ursache für diese Abweichung ist jedoch mit den vorhandenen Daten schwer zu ergründen und könnte z.B. auch durch verfälschte Messungen an diesem Pegel entstehen, der genau im Bereich der Brecherzone liegt.

Ebenso ist die Differenz der Skewness im mittleren Diagramm schwer zu erklären. Während die berechnete horizontale Asymmetrie mit abnehmender Wassertiefe infolge des Shoalings (Flachwassereffekt) erwartungsgemäß zunimmt, zeigen die an den PUV-Metern ermittelten Werte zwar tendenziell einen ähnlichen Verlauf, liegen absolut aber erheblich niedriger. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass durch die Ermittlung der Wasserspiegelauslenkung über den dynamischen Wasserdruck zwangsläufig höhere Frequenzen herausgefiltert werden. Gerade diese Frequenzen sind aber für die Beschreibung des nichtlinearen Shoalings ganz erheblich und führen bei Vernachlässigung zu einer entsprechenden Unterschätzung der Skewness.

Für die vertikale Asymmetrie der Wellen spielen die höheren harmonischen Komponenten eine untergeordnete Rolle, da dieser Prozess in erster Linie durch die mit abnehmender Wassertiefe zunehmende Amplitudendispersion hervorgerufen wird. Deshalb ist die Übereinstimmung der aus berechneten und gemessenen Zeitreihen bestimmten Asymmetrie im unteren Diagramm auch erheblich besser, wobei am Pegel W2 sowohl absolut als auch tendenziell ein größerer Unterschied zu beobachten ist. Auch hier fällt allerdings eine sichere Beurteilung dieser Abweichung mit den vorhandenen Daten schwer.

Die folgende Betrachtung der Energiedichtespektren soll den bisher gewonnenen Eindruck, dass das numerische Modell die Prozesse in der Brandungszone naturnah berücksichtigt, weiter untermauern. Abb. 16 zeigt den Vergleich der Spektren an den einzelnen Pegeln.

Wie aufgrund des Vergleichs der Signifikanten Wellenhöhe, die dem nullten Moment des Energiedichtespektrums proportional ist, zu erwarten war, ist die Übereinstimmung der Spektren an den Pegeln WD1, O1, W1 und O2 ebenfalls sehr gut. Der durch das Wellenbrechen bedingte Energieverlust wird auch im spektralen Bereich entsprechend gut reproduziert. Ebenso ist die Entstehung harmonischer Frequenzen durch das nichtlineare Shoaling der Wellen gut zu erkennen und stimmt in den numerischen Ergebnissen gut mit den Messungen überein. Hierbei sollte angemerkt werden, dass die mit den PUV-Metern gemessenen Spektren, mit einer Übertragungsfunktion $\cosh(kD)/\cosh(kz)$ multipliziert wurden, wobei z die Höhe der Druck-Geschwindigkeits-Sonde über dem Boden angibt. Dadurch werden die höherfrequenten Anteile im Spektrum verstärkt und nichtlineare Effekte im spektralen Bereich bei Messung des dynamischen Wasserdrucks korrekt (nach linearer Wellentheorie) erfasst. Aufgrund der fehlenden Phaseninformation lässt sich dieses Ergebnis allerdings nicht einfach in den Zeitbereich zurück transformieren.

Am Pegel M3 ist die berechnete Energie fast über den gesamten Frequenzbereich größer als die gemessene, was nach Analyse der Signifikanten Wellenhöhen in Abb. 15 auch zu erwarten war. Ein Vergleich mit den weiter seewärts gelegenen Pegeln W2 und O2 legt aber hier die Vermutung nahe, dass diese Abweichung eventuell auch auf eine ungenaue Reproduktion des brechbedingten Energieverlustes zurückgeführt werden kann. Testrechnungen hierzu haben jedoch gezeigt, dass eine Veränderung der Mischungsweglänge im Algorithmus für das Wellenbrechen nur einen geringen Einfluss auf die Simulationsergebnisse hat.

Insgesamt bleibt festzustellen, dass das numerische Modell mit der vorgenommenen Ansteuerung auf Basis einer Bojenmessung am Rande des Untersuchungsgebiets generell in der Lage ist, die Transformation der Wellen innerhalb des Bühnenfelds – unter Berücksichti-

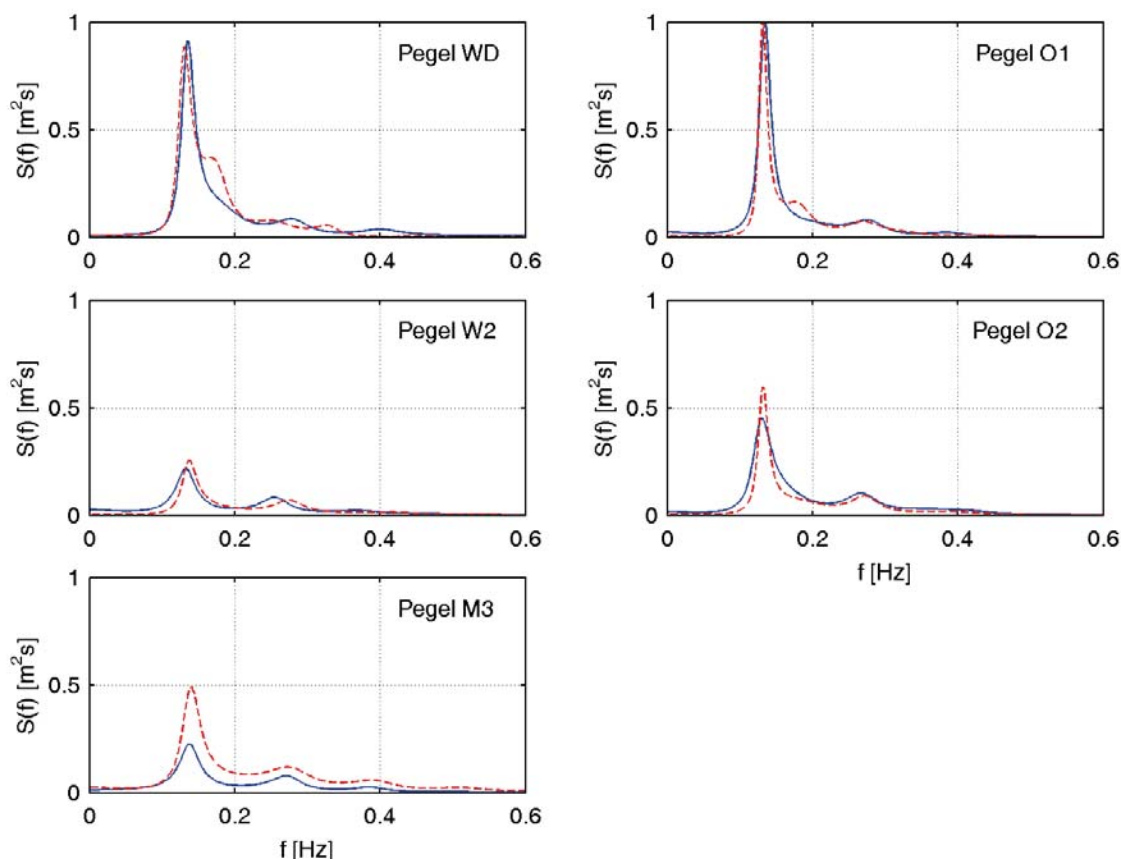


Abb. 16: Vergleich der Energiedichtespektren am 22.8.2002, 11:00 Uhr MEZ.
Durchgezogen (blau): Messung, gestrichelt (rot): BOWAM2

gung des Wellenbrechens und Wellenaufbaus – auch im Zweidimensionalen realistisch zu simulieren. Genauere Untersuchungen zu den Abweichungen zwischen Rechnung und Messung sind mit dem vorhandenen Datenmaterial und unter den getroffenen Annahmen bei der Ansteuerung jedoch nicht möglich. Hierzu müssten flächendeckende Informationen vorliegen und das numerische Modell so angesteuert werden, dass eine möglichst exakte, Phasen auflösende Reproduktion des Seegangs erreicht wird. Dieser Schritt soll im folgenden Kapitel unter Verwendung photogrammetrischer Daten erfolgen.

6.2 Ansteuerung und Vergleich mit photogrammetrischen Daten

Das Ergebnis einer photogrammetrischen Auswertung ist eine Punktwolke, die die Wasseroberfläche an diskreten, dicht nebeneinander liegenden Punkten zu einem bestimmten Zeitpunkt beschreibt. Durch Interpolation einer stückweise stetigen Oberflächenfunktion (z.B. Bilineare Elemente oder Delaunay-Triangulation) erhält man ein DOM der Wasseroberfläche. Der Vorteil eines DOM im Zusammenhang mit einem numerischen Modell liegt zum einen darin, dass an jedem Ort des Auswertungsbereichs Zeitreihen der Wasserspiegelauslenkung zur Verfügung stehen und somit die Transformation der Wellen auf dem Weg zum Strand genau verfolgt werden kann. Dies ermöglicht eine genauere Analyse der Umwandlungsprozesse und somit auch eine Optimierung numerischer Strategien zur Nach-

bildung der physikalischen Prozesse im Modell. Zum anderen sind über den gesamten Rand des Modellgebiets Informationen über die Wasserspiegelauslenkung vorhanden, so dass die Annahmen, die bei einer Ansteuerung mit Bojendaten im vorangegangenen Abschnitt getroffen werden mussten, entfallen. Dadurch ist es möglich, die Wellen phasengenau im numerischen Modell zu generieren und somit den realen Zustand phasenauflösend zu reproduzieren. Es soll jedoch nicht verschwiegen werden, dass das DOM auch Fehler enthalten kann, z.B. wenn die Punktwolke in sichttoten Bereichen Lücken aufweist, und dadurch zwischen zwei aufeinander folgenden Wellenkämmen interpoliert wird. Derartige Probleme können nur umgangen werden, wenn aus den Bilddaten neben den Punkten auch Strukturen wie z.B. Wellenkämme automatisch extrahiert in bei der Generierung des DOM berücksichtigt werden.

Wie in Kap. 5 erläutert ist die photogrammetrische Auswertung von Bilddaten, wie jede andere Messmethode auch, mit Unsicherheiten behaftet. Mit zunehmendem Aufnahmeabstand werden diese Unsicherheiten immer größer. Dadurch ergibt sich eine Schwierigkeit bei der Generierung von Wellen am seeseitigen Rand des Modellgebietes, da gerade dieser am weitesten entfernt von den Aufnahmestandpunkten ist. Sind die Randbedingungen fehlerbehaftet, pflanzen sich diese Fehler im Rechnungsgebiet fort, d.h. die phasenauflösende Reproduktion des Seegangs wird umso ungenauer je weiter der Rand Richtung See gelegt wird. Testrechnungen haben gezeigt, dass größere Abstände als 100 m vom Ufer, also etwa 200 m von den Aufnahmestandpunkten entfernt, keine sinnvollen Ergebnisse mehr liefern.

Prinzipiell erfolgt die Generierung von Wellen im numerischen Modell, wie bei der Ansteuerung mit Bojendaten, mit Hilfe einer Quellfunktion, die entlang einer Linie innerhalb des Gebietes definiert ist und senkrecht dazu gaußförmig angenommen wird. Abb. 17 skizziert das Prinzip bei der Ansteuerung mit photogrammetrischen Daten.

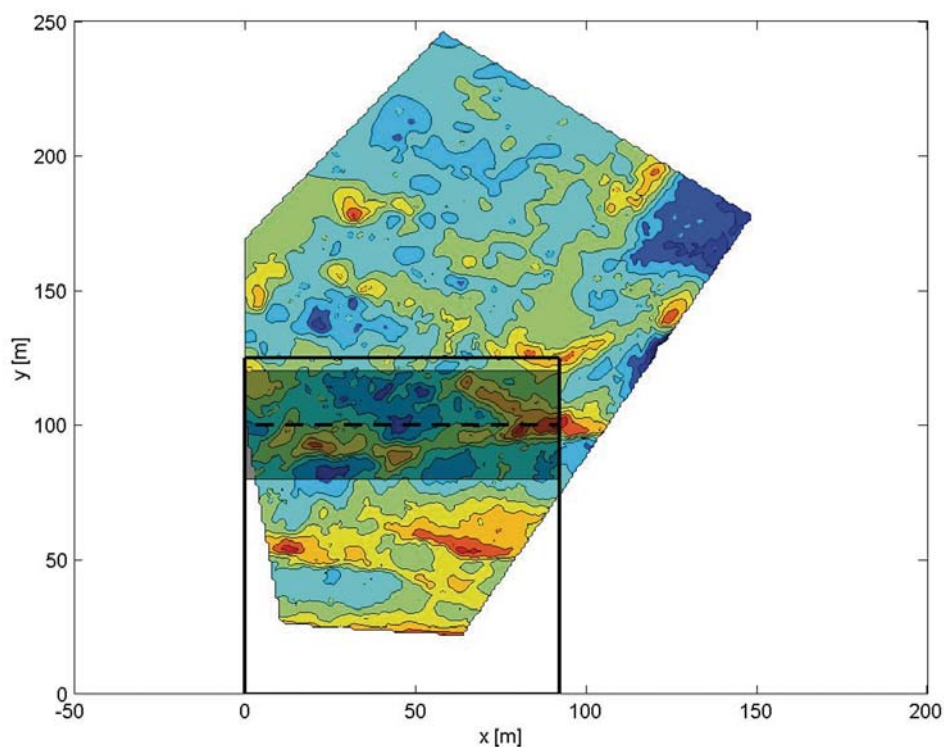


Abb. 17: Prinzipskizze zur Ansteuerung mit photogrammetrischen Daten

Dargestellt sind die photogrammetrisch ermittelte Wasseroberfläche zu einem Zeitpunkt als Konturflächen sowie der Rand des Berechnungsgebietes mit dem Bereich der Quellfunktion (schattierte Fläche) und der Mitte der Quellfunktion (gestrichelte Linie). Die photogrammetrischen Daten wurden in ein lokales Koordinatensystem transformiert, das parallel zur Uferlinie liegt und seinen Ursprung im unteren linken Knoten des Berechnungsgitters hat.

Das gesamte Berechnungsgebiet hat eine Größe von $92 \times 125 \text{ m}^2$ und ist mit 1.0 m Gitterweite in x - bzw. y -Richtung diskretisiert. Der Einflussbereich der Quellfunktion geht von $y = 80 \text{ m}$ bis $y = 120 \text{ m}$, so dass der Definitionsbereich bei $y = 100 \text{ m}$ liegt. Aus den photogrammetrisch ermittelten Oberflächenmodellen erhält man an jedem Knoten dieser Linie eine Zeitreihe, die mit einer Fouriertransformation in Amplituden, Frequenzen und Phasenverschiebungen umgewandelt werden kann. Damit lässt sich dann an jedem Knoten eine Quellfunktion der folgenden Form definieren:

$$f(y, t) = \sum_{i=1}^N A_{qi} \cdot e^{-\beta(y-y_i)^2} \cdot \cos(-\omega_i t + \varphi_i) \quad (6.2)$$

wobei die Amplituden jeder Komponente gegeben sind als:

$$A_q = \frac{2\eta_0(1 - bk^2 D^2)(\omega^2 - (a_1 + a)gk^4 D^3)}{\omega I_k(1 - (b_1 + b)k^2 D^2)} \quad (6.3)$$

Eine Abhängigkeit parallel zum Rand ist also nicht mehr vorhanden und der von der Wellenzahl abhängige Term in Gleichung (2-3) entfällt in Gleichung (6.2). Das heißt, es müssen keine Annahmen mehr über die Verteilung der Wellen entlang des Randes sowie die Wellenrichtung gemacht werden. Erstere ist durch die Messdaten definiert und Letztere ergibt sich automatisch aus der eingesteuerten Wasserspiegelauslenkung.

Mit den im Rahmen der zweiten Messkampagne auf Norderney aufgenommenen Daten vom 15.5.2003, 10:03 Uhr MEZ wird das numerische Modell angesteuert und die Berechnungsergebnisse mit den photogrammetrischen Messungen verglichen. Das Berechnungsgebiet ist dabei wie oben beschrieben und deckt den rechten Teil des Bühnenfeldes ab, ohne die Bühne selbst mit einzuschließen. Die Gesamtdauer der Simulation beträgt 14 Minuten, so dass neben einer Betrachtung der Zeitreihen auch eine statistische Auswertung der Ergebnisse im Sinne von Spektren und Signifikanten Wellenhöhen möglich ist.

Erste Aufschlüsse zeigt ein Vergleich der Zeitreihen der Wasserspiegelauslenkung an verschiedenen Orten, wobei hierfür prinzipiell an jedem Ort Informationen zur Verfügung stehen. Exemplarisch soll eine Schnittebene bei $x = 40 \text{ m}$ betrachtet werden, wobei die einzelnen Pegelpositionen einen Abstand von 10 m in y -Richtung haben. Abb. 18 zeigt die Zeitreihen, wobei die durchgezogene blaue Linie den Messungen und die gestrichelte rote Linie den Berechnungsergebnissen entspricht.

Der zeitliche Ausschnitt von 300 bis 500 s wurde gewählt, da er zum einen noch einen detaillierten Blick auf einzelne Wellenereignisse erlaubt und zum anderen gerade hier, insbesondere bei $y = 35 \text{ m}$, einige sehr lange Wellen mit Perioden von etwa 40 s in der Messung beobachtet werden können, die auch im Ergebnis des numerischen Modells zu finden sind. Selbst wenn die Übereinstimmung der Zeitreihen aus den genannten Gründen erwartungsgemäß nicht sehr exakt ist, werden die wesentlichen Phänomene, wie die Wellenhöhenabnahme durch Wellenbrechen, der surf-beat (Brandungsschwingung) oder der Wellenaufbau

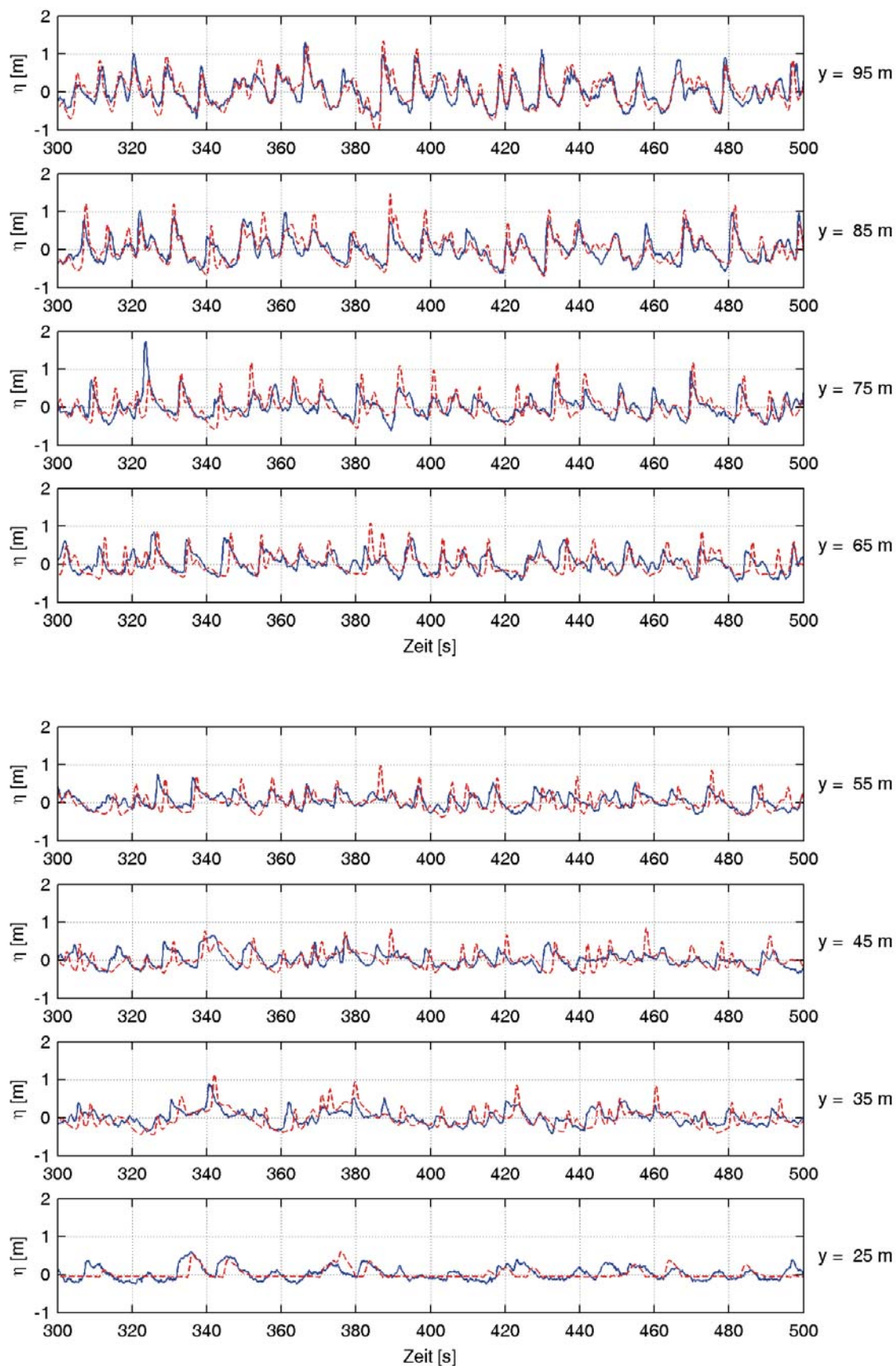


Abb. 18: Vergleich der Wasserspiegelauslenkung an verschiedenen Pegeln ($x = 40$ m).
Durchgezogen (blau): Messung, gestrichelt (rot): BOWAM2

am Strand bei der numerischen Simulation mit ansprechender Genauigkeit erfasst. Der Wellenaufbau lässt sich am Pegel $y = 25$ m vergleichen, der in einem Nass/trocken-Bereich liegt. Auch wenn an dieser Stelle nicht jedes Auflaufereignis reproduziert wird, ist in den meisten Fällen eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung vorhanden.

Am Pegel $y = 95$ m, der am nächsten an der Mitte der Quellfunktion bei $y = 100$ m liegt, lässt sich eine wesentliche Konsequenz beobachten, dass der Rand des numerischen Modells nicht weiter seewärts gelegt werden kann. So dicht am Strand sind viele Wellen bereits stark transformiert und weisen ein sehr asymmetrisches Profil bezüglich der Vertikalen auf. Sie stehen also kurz vor dem Brechen bzw. sind teilweise schon gebrochen. Es ist also mit weiteren großen Unsicherheiten verbunden, den Rand des numerischen Modells an diese Stelle zu legen und aus den Zeitreihen der Wasserspiegelauslenkung entsprechende Randbedingungen zu ermitteln, da die Wellen hier einer sehr hohen Dynamik unterliegen.

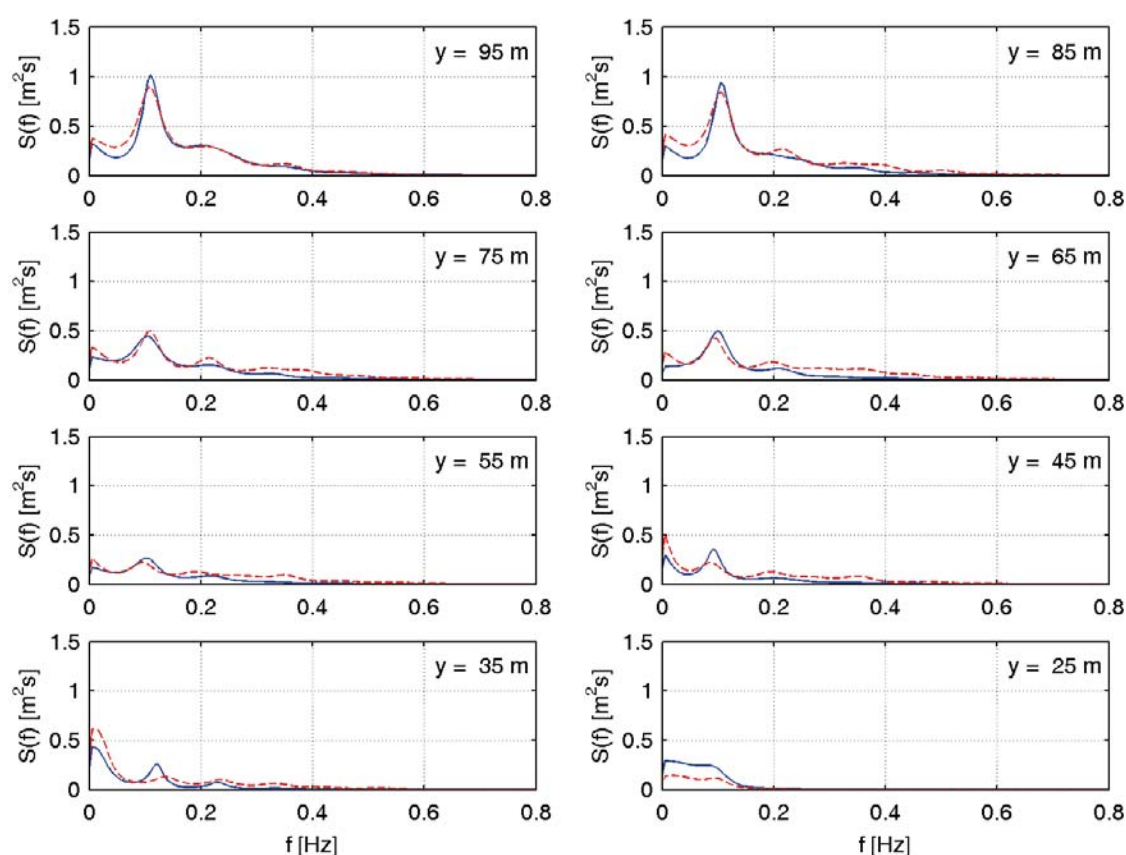


Abb. 19: Vergleich der Energiedichtespektren an verschiedenen Pegeln ($x = 40$ m).
Durchgezogen (blau): Messung, gestrichelt (rot): BOWAM2

Der Vergleich der Energiedichtespektren in Abb. 19 verdeutlicht sehr gut die Nähe des Randes zur Brecherzone. Der große Energieverlust zwischen den Pegeln $y = 85$ m und $y = 75$ m lässt erkennen, dass dort die meisten Wellen brechen. Die Übereinstimmung der Spektren aus Rechnung und Messung zeigt, dass die Brecherzone im numerischen Modell ebenfalls zwischen diesen beiden Pegeln liegt und die Größe des dort stattfindenden Energieverlusts gut nachgebildet wird. Des Weiteren zeigt sich in den Spektren an allen Pegeln ein energiereicher, langperiodischer Anteil, der tendenziell im numerischen Ergebnis stärker zu

finden ist als in den Messungen. Seinen Extremwert erreicht er am Pegel $y = 35$ m, an dem schon die Zeitreihe lange Wellen mit Perioden von etwa 40 s erkennen ließ. Diese langen Wellen werden am Strand reflektiert und sind zwar nicht an allen Pegeln in den Zeitreihen direkt erkennbar, tauchen aber deutlich in den Spektren auf. Sie können als subharmonische Anteile der Interaktion einzelner Wellenkomponenten interpretiert werden. Vermutlich neigt das numerische Modell dazu, dieses nichtlineare Verhalten zu überschätzen, denn ebenso ist an allen Pegeln eine – wenngleich geringe – Überschätzung der superharmonischen Frequenzen erkennbar. Ob diese Überschätzung aber tatsächlich aus den Modellgleichungen herrührt oder vielmehr auf die Randbedingungen zurückzuführen ist, konnte nicht näher untersucht werden.

Abschließend erfolgt noch eine flächendeckende Betrachtung der Signifikanten Wellenhöhen. Abb. 20 zeigt die Differenz zwischen Rechnung und Messung. Auffallend ist insbesondere die Unterschätzung der Wellenhöhe in einem dünnen Streifen am unteren Rand. In diesem Bereich befindet sich die Auflaufzone, die zeitweise von Wellen überdeckt und zeitweise trocken ist, wie Pegel $y = 25$ m bereits gezeigt hat. Wodurch die Abweichungen an dieser Stelle entstehen, ist schwer zu beantworten; von einer Signifikanten Wellenhöhe in diesem Bereich noch zu sprechen, ist allerdings ebenso nicht richtig. Im übrigen Gebiet sind die Unterschiede sehr gering und zumeist kleiner als 10 cm. Somit liegen sie im Bereich der photogrammetrischen Messungenauigkeit, wobei das numerische Modell im Allgemeinen dazu tendiert die Wellenhöhen leicht zu überschätzen.

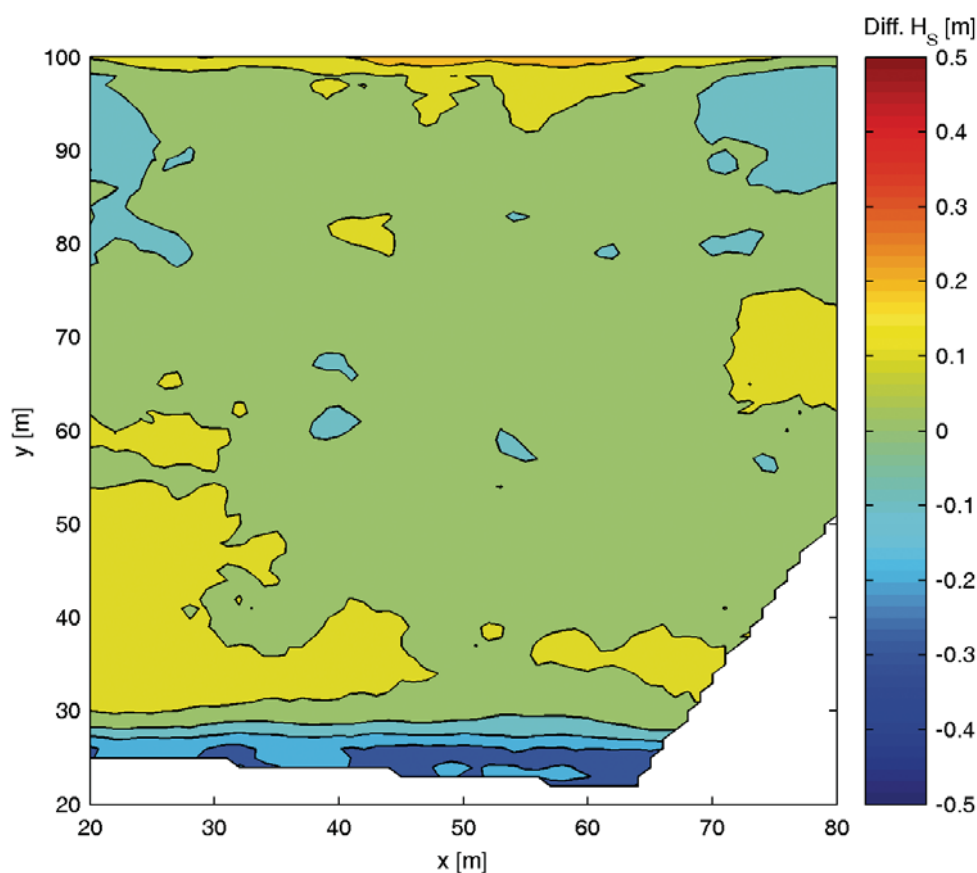


Abb. 20: Differenzen der Signifikanten Wellenhöhen BOWAM2-Messung

7. Bewertung der entwickelten Methode

Als Ergebnis der automatischen Bildzuordnung liegen flächenhafte Daten der Wasserspiegelauslenkung mit einem zeitlichen Abstand von 0.125 s vor. Die Ansteuerung des numerischen Modells mit den photogrammetrischen Daten ermöglicht prinzipiell die phasenauflösende Reproduktion des Seegangs. Dabei sind innerhalb des Berechnungsgebiets Unterschiede zu den Messergebnissen vorhanden, die unter anderem auf die Unsicherheit der Messungen zurückzuführen sind. Die erreichbare Genauigkeit der automatischen Bildzuordnung nimmt zum äußeren Gebietsrand linear ab. Eine Genauigkeitssteigerung in diesem Bereich kann durch den Einsatz zusätzlicher Kameras mit längeren Kammerkonstanten erreicht werden. Die Schwierigkeiten aufgrund fehlender Textur können beispielsweise durch das Aufbringen von Partikeln gelöst werden, was allerdings weniger für Naturmessungen, sondern mehr für den Einsatz im Labor in Frage kommt.

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass die Ansteuerung des numerischen Modells mit photogrammetrischen Messdaten über den gesamten Rand eine bessere Reproduktion der Seegangsverhältnisse ermöglicht, als dies bei der Ansteuerung mit punktuellen Messungen der Fall ist. Die bei letzteren gezwungenermaßen zu treffenden Annahmen über Wellenrichtungen und Verteilung des Seegangs entlang des Rands führen unter Umständen zu fehlerhaften Simulationsergebnissen, wie z.B. die großen Abweichungen am Pegel M3 in Kap. 6.1.

Bei der Ansteuerung mit photogrammetrischen Daten ist die Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der numerischen Simulation und der automatischen Bildzuordnung im Allgemeinen gut. Unterschiede kommen zum einen daher, dass beim Wellenbrechen, insbesondere bei Sturzbrechern, die Wasseroberfläche mit einem Boussinesq-Modell nicht exakt nachgebildet werden kann. Zum anderen ist eine photogrammetrische Auswertung in Bereichen mit geringer Textur und an der Rückseite der Wellen aufgrund von Verdeckungen nicht möglich, so dass die Höhen in diesem Bereich interpoliert werden müssen.

Unter Berücksichtigung dieser Einschränkungen ist das verwendete Boussinesq-Modell BOWAM2 inklusive aller im Projekt gemachten Erweiterungen in der Lage die Seegangsverhältnisse in einem Bühnenfeld phasenauflösend zu berechnen. Dies ermöglicht eine bessere Verfolgung der Transformation der Wellen und eine genauere Analyse der physikalischen Prozesse.

8. Ausblick

Im beschriebenen Projekt WAVESCAN wurde die Brandungszone mit dem numerischen Modell BOWAM2 auf Grundlage erweiterter Boussinesq-Gleichungen simuliert. Daneben wurde eine automatische photogrammetrische Methode zur flächendeckenden, dreidimensionalen und zeitlich kontinuierlichen Messung der Wasseroberfläche entwickelt, um mit diesen Daten das numerische Modell zu kalibrieren und validieren.

Im Rahmen zweier Messkampagnen auf Norderney wurde die Datengrundlage für das Projekt gelegt. Dabei wurde ein Bühnenfeld mit vier digitalen, synchronisierten Videokameras erfasst und zusätzlich punktuelle Seegangsmessungen sowie eine Vermessung der Unterwassertopographie durchgeführt.

Aus den Bilddaten wurden flächenhafte dynamische Digitale Oberflächenmodelle abgeleitet. Zum Vergleich wurden Seegangsmessungen von einem Wellenmessdraht herangezogen. Die erreichte Genauigkeit liegt im Bereich von 10 bis 15 cm und ist indirekt proportio-

nal zum Objektabstand. Probleme entstehen in Gebieten mit schwacher Textur und bei Verdeckungen.

Die flächendeckend vorliegende Information der photogrammetrischen Messungen stellt einen großen Vorteil gegenüber punktuellen Messungen dar. Nicht nur die Ansteuerung des numerischen Modells ist genauer möglich, darüber hinaus kann ein Vergleich mit Messdaten an beliebigen Stellen des Untersuchungsgebiets durchgeführt werden. Ob die vorliegenden Daten allerdings zu einer weiteren Verbesserung des eingesetzten Boussinesq-Modells führen können, kann aufgrund der erzielten Ergebnisse nicht eindeutig beantwortet werden. Zur Klärung dieser Frage sind weitere Messreihen unter Labor- und Naturbedingungen notwendig.

9. D a n k s a g u n g

Die Autoren danken dem Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) und dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Finanzierung unter dem Kennzeichen 03KIS026 sowie der Forschungsstelle Küste und der Betriebsstelle Norden des Niedersächsischen Landesbetriebes für Wasserwirtschaft und Küsten- und Naturschutz für ihre tatkräftige Unterstützung. Herrn PD Dr.-Ing. Wilfried Liner gebührt unser herzlicher Dank für seine Hilfe bei der Implementierung des Bildzuordnungsalgorithmus in das Softwarepaket LISA FOTO.

10. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- BETHEL, J.: The DSR11 Image Correlator. American Society of Photogrammetry and Remote Sensing (ASPRS), American Congress on Surveying and Mapping, Annual Convention, Part 4, S. 44–49, 1986.
- HEIPKE, C.: Digitale photogrammetrische Arbeitsstationen. Deutsche Geodätische Kommission, Reihe C, Nr. 450, München, 1995.
- HOLLAND, T.; HOLMAN, R. A.; LIPPMANN, T. C. u. STANLEY, J.: Practical Use of Video Imagery in Nearshore Oceanographic Field Studies. IEEE Journal of Oceanic Engineering, 22(1), S. 81–92.
- KENNEDY, A. B.; CHEN, Q.; KIRBY, J. T. u. DALRYMPLE, R. A.: Boussinesq modeling of wave transformation, breaking and runup. Part I: 1D. J. Waterw. Port Coast. Ocean Engrg. 126 (1), S. 39–47, 2000.
- KOHLSCHÜTTER, E.: Die Forschungsreise S.M.S. Planet. Annalen der Hydrographie und Maritimen Meteorologie, Heft 5, S. 220–227, 1906.
- LINDER, W.: Digital Photogrammetry – Theory and Application. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2003.
- LYNETT, P. J.; WU, T.-R. u. LIU, P. L.-F.: Modeling Wave Run-up with Depth-integrated Equations. Coast. Engrg. 46, S. 89–107, 2002.
- MADSEN, P. A.; SØRENSEN, O. R. u. SCHÄFFER, H. A.: Surf Zone Dynamics Simulated by a Boussinesq-type model. Part I: Model Description and Cross-shore Motion of Regular Waves. Coast. Engrg. 32, S. 255–287, 1997.
- PEREGRINE, D. H.: Long Waves on a Beach. J. Fluid Mech. 27, S. 815–827, 1967.
- PRANDTL, L.: Bericht über Untersuchungen zur ausgebildeten Turbulenz. ZAMM, 5 (2), S. 136–139, 1925.
- REDWEIK, G.: Untersuchungen zur Eignung der digitalen Bildzuordnung für die Ableitung von Seegangsparemtern. Wissenschaftliche Arbeiten der Fachrichtung Vermessungswesen der Universität Hannover, Nr. 194, 1993.
- SCHRÖTER, A.: Nichtlineare zeitdiskrete Seegangssimulation im flachen und tieferen Wasser. Bericht Nr. 42, Inst. f. Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover, 1995.

- SCHUHMACHER, A.: Stereophotogrammetrische Wellenaufnahmen mit schneller Bildfolge. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Band 3, Heft 1/3, S. 78–82, 1950.
- STRYBNY, J.: Extended Eddy Viscosity Concept for Wave Breaking in Boussinesq-type Models. Proc. 27. Int. Conf. Coast. Engrg., ASCE, New York, S. 1307–1320, 2000.
- STRYBNY, J. u. WEGMANN, H.: Konzept und Ansätze für das WaveScan-Verfahren. Tagungsband des 3. FZK-Kolloquiums, Forschungszentrum Küste, Hannover, S. 31–38, 2001.
- STRYBNY, J.; WEGMANN, H. u. SANTEL, F.: Combining Phase-Resolving Wave Models with Photogrammetric Measurement Techniques. American Society of Civil Engineers (ASCE), Proceedings of the 4th International Symposium Waves 2001, Ocean Wave Measurement Analysis, Vol. 1, San Francisco, S. 191–200, 2001.
- TAGUCHI, T. u. TSURU, K.: Analysis of Flood Flow by Stereomatching Method. International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. XXXII, Part 5, S. 810–813, 1998.
- WEI, G.; KIRBY, J. T. u. SINHA, A.: Generation of Waves in Boussinesq Models Using a Source Function Model. Coast. Engrg. 36, S. 271–299, 1999.
- YAMAZAKI, F.; HATAMOTO, M. u. KONDO, M.: Utilization of Synchronous Shutter Apparatus in Photographic Measurement Method of Flood Flow Surfaces. International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. XXXII, Part 5, S. 848–855.
- ZELT, J. A.: The Run-up of Nonbreaking and Breaking Solitary Waves. Coast. Engrg. 15, S. 205–246, 1991.

Überlegungen zur Anlage von Sportboothäfen an sandigen Brandungsküsten*

Von SÖREN KOHLHASE

Z u s a m m e n f a s s u n g

Häfen an einer sandigen Brandungsküste bedeuten immer eine Störung eines sensiblen morphologischen Zustandes, der durch ein komplexes Wechselspiel zwischen äußeren hydrodynamischen Kräften aus Seegang, Wasserständen und Strömungen und dem Sediment in und im Umfeld einer Marina charakterisiert ist. Einflüsse von Bauwerken in See und – wegen ihrer Abmessungen – insbesondere von Wellenschutzbauwerken einer Marina auf die Morphologie können schwerwiegende Folgen haben, die sich oft über viele Kilometer erstrecken.

Da die negativen Einflüsse einer Marina auf die küstennahe Sedimentbewegung prinzipiell nicht gänzlich vermieden werden können, kommt es für den Planer darauf an, nach Ausgleichsmaßnahmen zu suchen, um z.B. die Erosion in an die Marina angrenzenden Küstenbereichen in tolerierbaren Grenzen zu halten.

Es wird ein Ansatz zur Diskussion gestellt, der nur einen geringen Einfluss auf die Sedimentdynamik einer Brandungsküste erwarten lässt, da die Bereiche, in denen die küstennahen Transporte von Material stattfinden, praktisch nicht berührt werden, indem der Hafen binnenseitig angelegt wird und der Übergang von der See an die Liegestelle des Sportboots schwebend erfolgt.

Eine Marina – wie vom Verfasser vorgeschlagen – soll einen konventionellen Sportboothafen keinesfalls ersetzen, zumal der Vorschlag durchaus auch Nachteile hat.

Der Lösungsvorschlag ist vielmehr als eine technische Variante für diejenigen Lokationen zu verstehen, in denen ein Hafen in üblicher Weise wegen zu erwartender Einflüsse auf das Umfeld und/oder Gefährdung vorhandener Anlagen bzw. wertvoller Bebauung nicht genehmigt werden kann.

S u m m a r y

From the basics of the sediment budget of a sandy beach it can be generally concluded that interferences between the structures of a marina and the longshore sediment transport will affect the neighbouring beaches. Since downdrift erosion can usually not be tolerated, measures to control and balance such erosion must be carefully investigated.

Existing techniques to deal with downdrift erosion problems are briefly illustrated in this paper. In order to minimize or even avoid downdrift erosion caused by a newly-built marina a new technique based on common elements of harbour and marina engineering is introduced.

* Dieser Beitrag ist eine erweiterte Fassung eines Vortrags, den der Verfasser anlässlich des „Second Sino-German Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering, Oct 11–20, 2004“ an der Hohai University in Nanjing, China gehalten hat.

Inhalt

1. Einleitung	220
2. Einflüsse einer Marina auf die Sedimentdynamik und Techniken zur Minderung der Lee-Erosion.	221
2.1 Sedimenthaushalt	221
2.2 Sand-Bypassing.	225
2.3 Verflüssigung des Sediments	227
2.4 Anmerkungen zu offshore angeordneten Häfen.	229
3. Konzeptionelle Überlegungen zur Anlage einer Marina an Außenküsten mit minimiertem Einfluss auf die Küstendynamik	231
3.1 Grundüberlegungen	231
3.2 Komponenten einer möglichen Alternativlösung und technischer Varianten	232
3.3 Beispielhafte Darstellung eines schwebenden Sportbootübergangs	235
3.3.1 Planungsgrundlagen und hydrografische Bedingungen des Seegebiets	235
3.3.2 Brückenlösung.	238
4. Schriftenverzeichnis.	239

1. Einleitung

Aufgrund der ozeanographischen Bedingungen, insbesondere Welleneinwirkungen und Strömungen, benötigt eine Marina an einer Außenküste für ein sicheres Anlaufen und Liegen der in der Freizeitschifffahrt eingesetzten Boote im Allgemeinen aufwändige Schutzwerke in Form von Molen oder Wellenbrechern. Der Tiefgang der Boote erfordert im Regelfall Baggermaßnahmen für die Herstellung und Unterhaltung des Hafens sowie der Zu- und Einfahrt.

Um die Welleneinwirkung im Einfahrtsbereich und an den Liegeplätzen zu begrenzen, müssen die Schutzwerke in ihrer Anordnung und Konstruktion optimiert werden.

Bauwerke für den Wellenschutz nehmen in der Gesamtinvestition eines Hafens einen großen Anteil ein. Ein schwieriges Problem in funktioneller Hinsicht stellt der Einfluss der Bauwerke auf die natürliche Sedimentbewegung an einer sandigen Brandungsküste dar. Negative Einflüsse auf die Sedimentdynamik, speziell ein Rückgang der Küstenlinie und/oder vorhandener Dünen durch Lee-Erosion können im Normalfall aus Gründen des Umweltschutzes oder wegen vorhandener Einrichtungen (Straßen, Gebäude etc.) nicht hingenommen werden. Die Lee-Erosion muss also auf ein Minimum begrenzt werden. Andererseits ist ein Einfluss von Bauwerken auf die Sedimentbewegung vom Grundsatz her nicht gänzlich zu vermeiden.

Negative Sedimentbilanzen im Lee-Bereich eines Hafens können lediglich durch Ersatz des durch Seegang und Strömungen verloren gegangenen Strandmaterials ausgeglichen werden. Durch Sand-Bypassing und andere Techniken wird versucht, den Einfluss einer Marina auf die Sedimentdynamik zu minimieren, doch ist die Problematik von grundsätzlicher Art. In Deutschland müssen – wie die Praxis zeigt – die Wünsche von Städten und Gemeinden nach attraktiven neuen Sportbootanlagen an einer Außenküste durch die Genehmigungsbehörden zunehmend negativ beschieden werden.

In diesem Beitrag werden einige Grundsätze dargestellt, die bei einer Planungsaufgabe für eine Marina an einer Brandungsküste im Hinblick auf die Problematik „Einflüsse auf die Sedimentdynamik“ beachtet werden müssen, und es werden sich daraus ergebende Grenzen technischer Möglichkeiten dargestellt. Schließlich und hierauf aufbauend wird ein vom Verfasser entwickelter Ansatz vorgestellt und zur Diskussion gestellt, der das Ziel verfolgt, den in herkömmlichen Lösungen unvermeidbaren Einfluss einer Marina auf das Regime einer sandigen Brandungsküste zu vermeiden.

2. Einflüsse einer Marina auf die Sedimentdynamik und Techniken zur Minderung der Lee-Erosion

2.1 Sedimenthaushalt

Einflüsse einer Marina an einer Brandungsküste wurden einleitend bereits angesprochen. Abb. 1 und 2 zeigen Luftaufnahmen vom Strandabschnitt des Sportboothafens in Kühlungsborn, einer der vielen Marinas an der mecklenburg-vorpommerschen Ostseeküste, die in den letzten Jahren gebaut wurden. Abb. 2 wurde im Juli 2003 aufgenommen. Der Hafen ist also noch nicht sehr alt und die Infrastrukturmaßnahmen wurden noch nicht einmal fertiggestellt.



Abb. 1: Strandsituation 2000, vor Sportboothafenbaumaßnahme Kühlungsborn
(Landesvermessungsamt MV)



Abb. 2: Situation 2003, Sportboothafen Kühlungsborn (KLONOWSKI, Ostseezeitung)

Wenn man das Foto betrachtet, so fallen die Ablagerungen von Sedimenten am westlichen Wellenbrecher auf. Am östlichen Wellenbrecher ist die Küste zurückgewichen. Die Akkumulation von Sand im Luv-Bereich und die Erosion in Lee sind typisch für alle Einbauten in das Meer, die die natürliche Sedimentbewegung beeinflussen oder – im Extremfall – unterbrechen. Die Bezeichnungen Luv und Lee beziehen sich auf die Richtung der dominierenden Strömungen. Sie sind im Falle Kühlungsborn von West nach Ost gerichtet.

Strömungen resultieren im Wesentlichen aus der Wirkung küstennaher Wellen. Sie sind die treibende Kraft für den Transport von Sand. Dieser findet vornehmlich im Bereich brechender Wellen statt.

Man kann aus dem Foto noch weitere Details erkennen. So wurde die seeseitige Flanke des Wellenbrechers mit einem Sporn versehen, um den Retentionsraum für zu erwartende Ablagerungen von Sand zu vergrößern mit dem Ziel, Ablagerungen in der Hafeneinfahrt, mit denen nach Erreichen eines neuen morphologischen Gleichgewichtszustands gerechnet werden muss, möglichst zeitlich zu verzögern.

Unterhaltungsbaggerungen in der Zufahrt und Einfahrt und ggf. auch im Hafen verursachen erhebliche Kosten. Aus der Praxis des Hafenbaus sind dem Autor Fälle bekannt, in denen die Hafenbecken bereits nach wenigen Jahren vollständig versandet waren und sogar ein Neubau des Hafens erforderlich wurde.

Die spezielle Geometrie der Hafeneinfahrt wurde primär unter dem Blickwinkel des Wellenschutzes gewählt.

Zum Verständnis der morphologischen Veränderungen von sandigen Brandungsküsten und der Wechselwirkungen zwischen Bauwerken und dem Strand ist es zweckmäßig, Transporte in Küstenlängsrichtung und quer dazu vereinfachend getrennt voneinander zu betrachten, obwohl Seegang und Strömungen in der Natur nur überlagert auftreten (vgl. hierzu KOHLHASE, 1991a).

Die formale Trennung in Küstenlängstransport und Quertransport (Abb. 3) erlaubt, unabhängig vom Berechnungsansatz, folgende Aussagen, die für die Interpretation von bauwerksbedingten Einflüssen auf die Sedimentdynamik wichtig sind:

- Eine statistische Analyse zur Berücksichtigung der jährlichen und jahreszeitlichen Veränderlichkeit der Wellen (Höhe, Richtung, Periode) zeigt, dass die größten Anteile am Längstransport aus mittleren Ereignissen resultieren, ein Umstand, der häufig nicht beachtet wird. Mittlere Ereignisse tragen zwar als Einzelereignis nicht signifikant zum jährlichen Sedimenttransport bei, haben aber eine große Eintrittshäufigkeit und liefern dadurch resultierend den größten Beitrag.
- Die Größe des Längstransports sagt nichts aus über zu erwartende Küstenveränderungen, wenn nicht die örtliche Veränderlichkeit, d.h. der Gradient der Transporte in Strömungsrichtung in die Bewertung einbezogen wird.
- eine Küste kann morphologisch trotz hoher Längstransporte stabil sein. Umso gefährlicher sind dann Störungen des natürlichen Gleichgewichtszustands durch Bauwerke.
- Küstenveränderungen sind nur durch Einbeziehung des Quertransports verständlich und quantifizierbar, ein Umstand, der bei Kartenvergleichen aus Vermessungen häufig übersehen wird (vgl. auch KOHLHASE, 1991b).
- Bei negativem Gradienten des Längstransports sind Ablagerungen des transportierten Sandes, bei positivem Gradienten ist entsprechend Erosion (Küstenrückgang) zu erwarten, damit die Transportbilanz in einem betrachteten Kontrollraum ausgeglichen ist.
- Die Transportbilanz wird durch den Einfluss des Quertransports hergestellt, eine negative Bilanz durch Ufererosion im entsprechenden Abschnitt oder durch Erosion der Dünen.

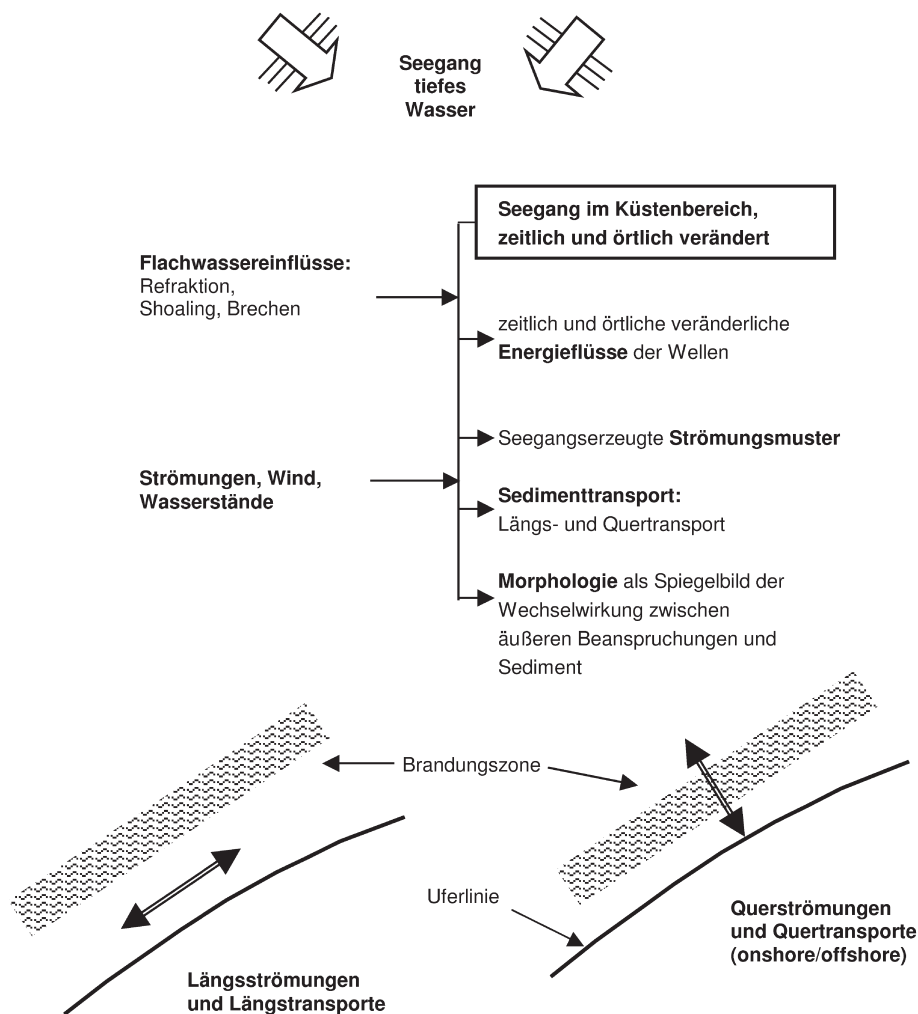


Abb. 3: Zur Methodik von Sedimenttransportuntersuchungen – Längs- und Quertransport und hydrodynamische Einflüsse –, schematisch (nach KOHLHASE, 1991a)

- Quertransport allein führt lediglich zu Profilveränderungen, indem die Küste versucht, sich ständig veränderlichen äußeren Beanspruchungen (Seegang, Wasserstände) anzupassen. Generell verbleibt der Sand im Profil und kann nur durch die Wirkung von Längsströmungen dem System verlorengehen.
- Besonders augenfällig sind Küstenveränderungen bei extremen Belastungen, z.B. Sturmfluten mit oft spektakulären Küstenabbrüchen. Küstenveränderungen können – in Verbindung mit Längsströmungen – irreversibel sein, sind aber häufig reversibel, weil erfahrungsgemäß der Einfluss von Längsströmungen unter extremen Bedingungen recht gering ist. Letztes betrifft besonders so genannte „geschlossene Systeme“, da ein Austritt von Sedimenten aus dem betrachteten Küstenabschnitt per Definition ausgeschlossen ist.

Generell ist eine sandige Brandungsküste bestrebt, sich den äußeren Beanspruchungen durch Erosion, Sedimentation oder Veränderungen des Profils anzupassen und einen „dynamischen Gleichgewichtszustand“ herzustellen; dynamisch deswegen, weil die äußeren Einflüsse auf die Küstendynamik, wie der Name sagt, dynamischer Natur sind und Gleichgewichtszustände im eigentlichen Sinne nicht existieren.

Wird durch Bauwerke, gleich welcher Art, in diesen dynamischen Prozess eingegriffen, so wird die Küste zwangsläufig reagieren, indem – bezogen auf die Schutzbauwerke eines Hafens – im Luv-Bereich Sedimentation und in Lee entsprechend Erosion entsteht.

Die Wirkung von Bauwerken auf die Küstendynamik ist in Abb. 4 schematisch für konventionelle Bauwerke des Küstenwasserbaus dargestellt.

Im Küstenschutz wird häufig in passiven Küstenschutz und in aktiven Küstenschutz unterschieden, passiver Schutz, weil durch starre Bauwerke nur lokal Einfluss auf die Feststoffbewegung genommen wird, anders als bei aktiven (weichen) Maßnahmen, die durch Ersatz des verlorengegangenen Materials unmittelbar in den Sedimenthaushalt eingreifen (hierzu KOHLHASE, 2004).

Die Wirkung von Bauwerken ist – wie leicht einleuchtet – bei Hafenmolen oder Wellenbrechern am größten, weil Wellenbrecher aus navigatorischen Gründen bzw. zur Gewährleistung der Schiffsicherheit in größere Wassertiefen reichen müssen und somit der Längstransport weitestgehend unterbrochen ist (hierzu FRÖHLE et al., 2002).

Der Einfluss der Lee-Erosion kann sich über viele Kilometer erstrecken, wie die Erfahrung zeigt.

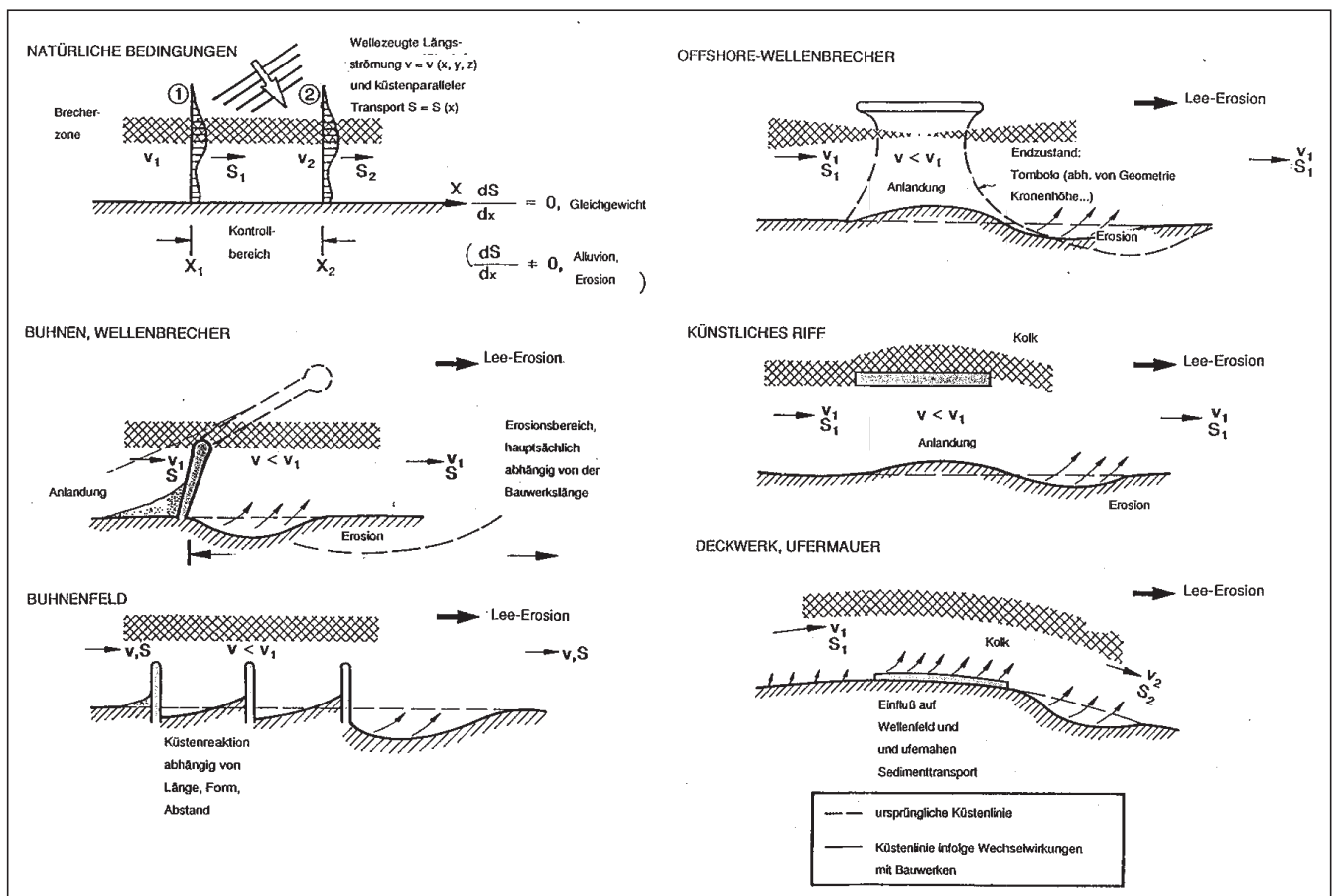


Abb. 4: Einfluss von Bauwerken auf die Küstendynamik, schematisch (nach KOHLHASE, 1991)

2.2 Sand - Bypassing

Im Sinne der Terminologie „aktiver und passiver Küstenschutz“ bei Sicherungstechniken zum Schutz sandiger Brandungsküsten sind Sand-Bypassing-Anlagen an Hafeneinfahrten den aktiven Schutzmaßnahmen zuzurechnen. Der im Luv-Bereich einer Hafenmole oder eines Wellenbrechers abgelagerte Sand wird hier aufgenommen und in den leeseitigen Erosionsbereich gefördert, so dass das Defizit in der Bilanz des Küstenlängstransports ausgeglichen wird.

Im Schrifttum findet man zu dieser Technik viele Hinweise, aber wenig konkrete Angaben und Zahlen.

Generell gibt es für den Bypass von Sedimenten über die Störstelle Hafen hinweg folgende Möglichkeiten:

a) Landseitiger Transport:

Einsatz konventioneller Erdbaugeräte für die Aufnahme des Sandes aus dem Anlandungsbereich und den Transport in den Erosionsbereich.

b) Seeseitiger Transport:

Transport auf See über die Hafeneinfahrt hinweg mit Schuten oder Barges. Beladungs- und Entladungsvorgänge mit Erdbaugeräten. Hydraulische Förderung über See ist generell ebenfalls möglich.

c) Hydraulischer Feststofftransport in einer Rohrleitung. Aufnahme des Sandes aus dem Akkumulationsbereich durch mobile oder stationäre Pumpenanlagen und Förderung des Sandes in den Erosionsbereich als Sand-Wasser-Gemisch in einer stationären oder mobilen Rohrleitung.

Für den Yachthafen Kühlungsborn (vgl. Abb. 2) wurde wegen der zu erwartenden Störungen des morphologischen Gleichgewichts durch die Bauwerke des Hafens konzeptionell eine stationäre Rohrleitung in der landseitigen Böschung der Hafenbecken vorgesehen. Der Transport über See erwies sich allerdings als kostengünstiger, als nach einer recht kurzen Zeit von nur etwa 2 Jahren nach der Fertigstellung der Wellenbrecher erstmals ein Ausgleich des Materialdefizits im Lee-Bereich des Hafens erforderlich wurde. Nach Aussagen des Planers wurden ca. 20.000 m³ Sand per Schiff verfrachtet. Die Verlandungen in Luv und entsprechend die Erosion in Lee seien um ein Vielfaches größer gewesen, als nach Voruntersuchungen durch ein Hochschulinstitut angenommen werden konnte.

Anzumerken ist, dass das Foto (Abb. 2) nach dieser ersten Ausgleichsmaßnahme aufgenommen wurde. Gleichwohl ist die Lee-Erosion deutlich erkennbar. Die Methode c), also Bypassing im eigentlichen Sinne, kam also noch nicht zum Einsatz. Zum Beispiel Kühlungsborn ist anzumerken, dass besondere Vorkehrungen für die Aufnahme des abgelagerten Sandes, etwa durch eine mobile Pumpenstation, bislang nicht getroffen wurden.

Eine im Rahmen einer Seminaarausarbeitung am Institut für Wasserbau der Universität Rostock durchgeführte Internetrecherche (KÜHL, 2004) zeigt eine deutliche Häufung derzeit in Betrieb befindlicher Anlagen im US-amerikanischen Raum und an der Südküste Australiens.

Das im Jahr 2001 fertiggestellte Sand-Bypassing-System an der Mündung des Tweed River ist ein Beispiel für die erfolgreiche Anwendung dieser Technik (Abb. 5).



5a) Tweed River Australien, Situationsplan



5b) Anordnung der Strahlpumpe an einer Brückenkonstruktion oder über einem Sandfang (Internet)

Abb. 5: Beispiel für eine Sand-Bypassing-Einrichtung (aus KÜHL, 2004)

Der Tweed River bildet in seinem Mündungsbereich die Grenze zwischen den australischen Provinzen Queensland und New South Wales. Er mündet südlich der berühmten Strände der Goldküste in den Südpazifik (Abb. 5a).

Das Tweed-River-Projekt ist ein Gemeinschaftsprojekt der Regierung von New South Wales und der Gemeinden von Gold Coast City und Tweed Shire (KÜHL, 2004).

Durch die Sand-Bypassing-Anlage werden im Wesentlichen zwei Ziele verfolgt:

- die Herstellung einer gefahrlosen Schiffspassage im Mündungsbereich des Tweed River
- die Wiederherstellung der touristisch wertvollen Strände an der Goldküste und der Ausgleich von jährlichen Strandrückgängen.

Mit der Verlängerung der die Einfahrt zum Tweed River begrenzenden Wellenbrecher in den 60er Jahren hatte sich im Laufe der Zeit eine flache Sandbank vor der Einfahrt gebildet, die nur unter Gefahren von ein- und auslaufenden Schiffen passiert werden konnte. Der natürliche Sedimenttransport in Richtung auf die Strände der Goldküste war unterbrochen. Eine Rehabilitation allein mit passiven Küstenschutzmethoden war nicht erfolgreich.

Das System wurde als stationäre Anlage konzipiert. Der Sand wird auf einer Strecke von 450 m etwa 250 m südlich des südlichen Wellenbrechers in einem Sandfang aufgefangen. Über dem Sandfang, der dauerhaft auf Tiefe gehalten wird, sind durch eine Brückenkonstruktion insgesamt 11 Wasserstrahlpumpen angeordnet (Abb. 5b), von denen jeweils 5 gleichzeitig eingesetzt werden. Die Pumpen fördern den eingetriebenen Sand als Sand-Wasser-Gemisch zunächst in eine Sandgrube am Ufer. Von hier wird der Sand durch ein stationäres Rohrleitungssystem unter dem Tweed River hindurch geführt und zu den verschiedenen Ausläufen an den Stränden von Queensland bzw. New South Wales gepumpt. Technische Daten der Anlage, jedoch keine Kostenangaben, sind im Internet zu finden.

2.3 Verflüssigung des Sediments

Eine weitere Technik, die sowohl zum Ausgleich von Defiziten im Lee-Bereich eines Hafens als auch zum Freihalten der Hafeneinfahrt genutzt werden kann, ist die Bodenverflüssigung.

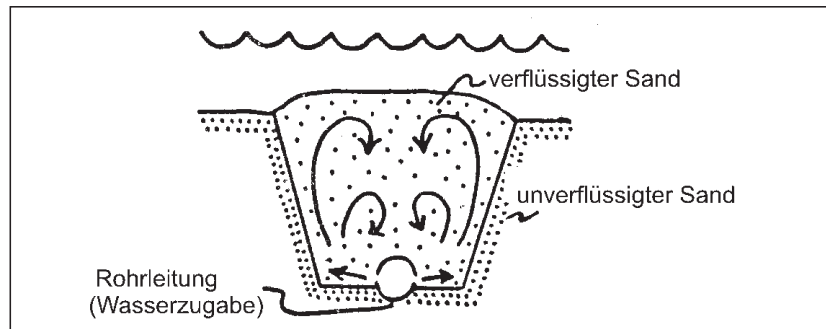
Anwendungen des Prinzips wurden von PARKS im Jahre 1991 auf der COPEDEC in Mombasa/Kenia vorgestellt. Der Autor setzt sich auch kritisch mit der Anlage von Marinas an sandigen Brandungsküsten und speziell mit der Verlandung von Hafeneinfahrten auseinander.

Der physikalische Vorgang der Bodenverflüssigung und dessen Nutzung für den Transport von Feststoffen ist recht alt. Bereits im Jahre 1893 wurde (PARKS, 1991) ein Patent an einen australischen Erfinder erteilt.

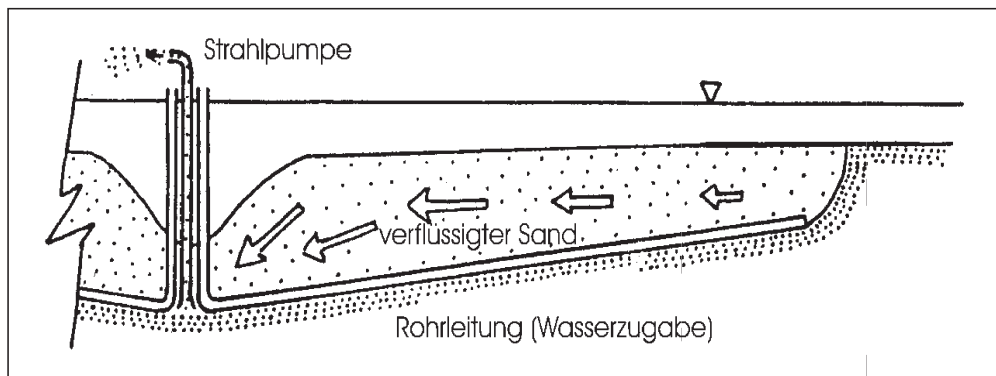
Bodenverflüssigung kann im Kontext dieses Beitrags durch die Zugabe von Wasser in ein perforiertes in den Boden eingegrabenes Rohr (Abb. 6) genutzt werden.

Der Wasseraustritt (Klarwasser) aus dem Rohr erzeugt ein in Abb. 6a schematisch dargestelltes Strömungsmuster, das den Sand verflüssigt und in Schwebe hält. Nach Angaben von PARKS kann das Prinzip in der Weise genutzt werden, dass das Rohr mit geringem Gefälle in einem Graben verlegt wird (Abb. 6b). Das Gefälle sorgt dafür, dass das Gemisch, wenn sich die Bodenteilchen im Schwebezustand befinden, dem Saugrohr einer Pumpe zufließen und durch diese dann vergleichsweise einfach gefördert werden kann.

Es sei möglich, nach dem Prinzip Grabenlängen von etwa 200 m mit einer einzigen Pumpe zu betreiben, wenn der Transport durch Seegang und Strömungen besonders groß



6a) Bodenverflüssigung in der Umgebung eines in einem Graben verlegten perforierten Rohres bei Wasserzutritt



6b) Nutzung des Prinzips der Bodenverflüssigung zur Freihaltung einer Hafeneinfahrt, schematisch

Abb. 6: Prinzip der Bodenverflüssigkeit (PARKS, 1991)

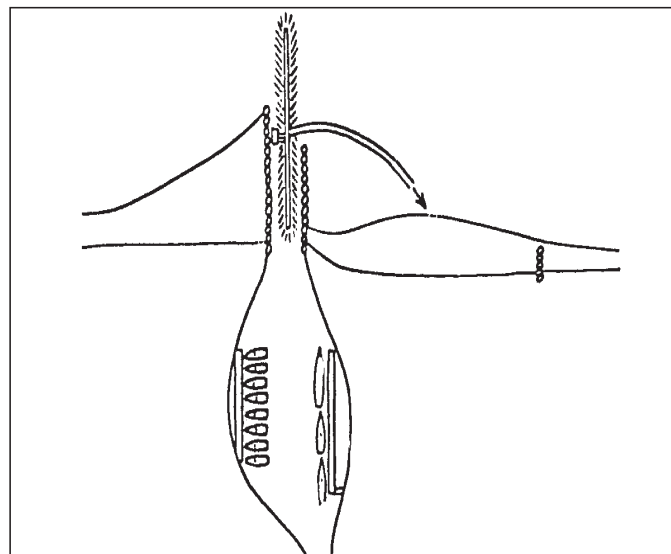


Abb. 7: Anwendungsbeispiel der 1991 projektierten Anlage Flag Harbor Yacht Haven Channel (PARKS, 1991)

sei. Im Vergleich zu herkömmlichen Unterhaltungsbaggerungen einer Hafeneinfahrt sei das Verfahren erheblich preisgünstiger.

Abb. 7 zeigt ein Anwendungsbeispiel für einen Yachthafen. Ob das Projekt realisiert wurde, ist dem Verfasser nicht bekannt.

Das Verfahren der Bodenverflüssigung selbst ist recht einfach. Es wird im Tidewasserbau als Wasser-Injektionsverfahren als besondere Technik zur Fahrrinnenvertiefung und -unterhaltung schon seit langer Zeit praktiziert, in Deutschland vor allem auch deswegen, weil die Verwendung der Schlickegge aus ökologischen Gründen heute nicht mehr zulässig ist.

Eine Sand-Bypassing-Anlage, die das Prinzip der Bodenverflüssigung nutzt, sollte nach Sicht des Autors als eine interessante Alternative zu den vorher genannten Bypassing-Verfahren angesehen werden und könnte dazu beitragen, das Problem der Lee-Erosion bei der Anlage von Marinas an Brandungsküsten zu entschärfen. Wichtig wäre es, Informationen über praktische Anwendungen zu sammeln und Erfahrungen auch unter Einschluss wirtschaftlicher Gesichtspunkte auszuwerten.

2.4 Anmerkungen zu offshore angeordneten Häfen

Wegen der in den vorigen Abschnitten angesprochenen Problematik wurde verschiedentlich erwogen, den Sportboothafen vor der Küste, also offshore anzuordnen trotz zusätzlicher Kosten, die z. B. durch eine Zuwegung (Brücke) und weitere Nachteile im Vergleich zu einer landseitigen Anbindung entstehen.

Lösungen wurden in Mecklenburg-Vorpommern beispielsweise für die Lokationen Göhren/Rügen, Prerow/Darß und Zinnowitz/Insel Usedom erwogen.

Generell wird bei einem offshore angeordneten Hafen das Problem der Lee-Erosion abgeschwächt, auch hat ein Hafen in tieferem Wasser Vorteile durch geringere Aufwendungen für die Nassbaggerarbeiten bei der Erstellung und möglicherweise auch bei der Unterhaltung.

Grundsätzlich lässt sich aber, wie aus den Überlegungen in Abschnitt 2.1 hervorgeht, die Lee-Erosion nicht vollständig vermeiden. Abb. 4 zeigt, dass sich im Schatten eines Offshorebauwerks ein Salient oder – in letzter Konsequenz – ein Tombolo bilden wird. Das im Tombolo (tombolo von lat. tumulus = Haufen) festgehaltene Material fehlt aus Gründen des Materialhaushalts natürlich in Lee.

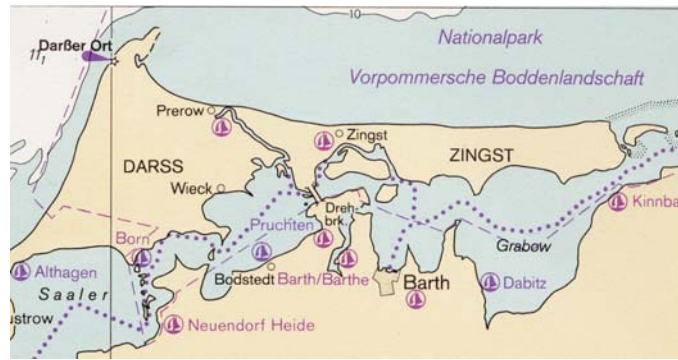
Die zu erwartenden Lee-Effekte werden bei vorgegebenen Bedingungen vor allem durch die Abmessung des Hafens und seine Entfernung zum Ufer bestimmt.

Im Einzelfall können offshore angeordnete Häfen unter dem Blickwinkel der Sedimentdynamik – ähnlich wie uferferne Wellenbrecher im Küstenschutz – immer eine überlegenswerte Alternative darstellen, wie das Beispiel Abb. 8 verdeutlicht.

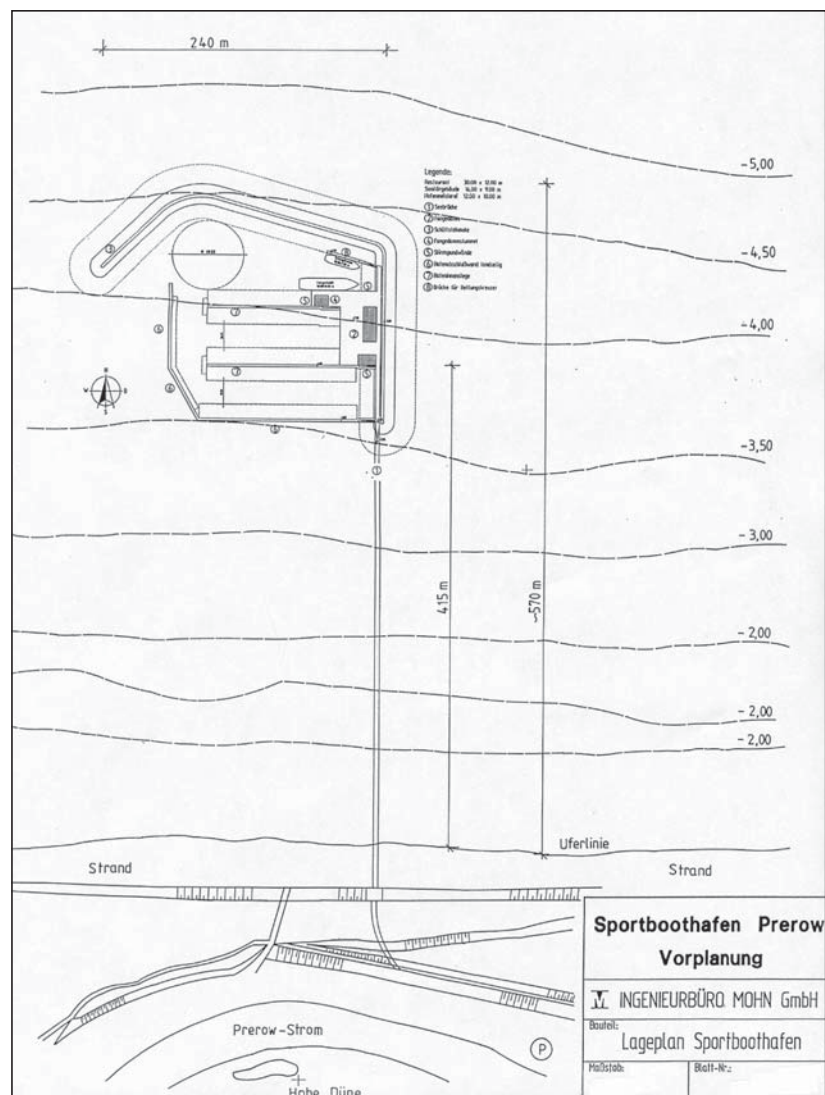
Der Küstenabschnitt im Naturschutzgebiet des Darß ist morphologisch außerordentlich sensibel. Ein Ausbau des Nothafens Darßer Ort (Abb. 8a) für die Freizeitschifffahrt kommt auch wegen der jährlichen Unterhaltungsaufwendungen nicht in Betracht, so dass verschiedene Varianten für die Marina im Bereich der Ortslage Prerow untersucht wurden. Einen Vorschlag für einen Offshore-Hafen bei Prerow zeigt Abb. 8c.



8a) Luftaufnahme Nothafen Darßer Ort



8b) Lageplan, Darß/Zingst



8c) Vorplanung für einen Offshore-Sportboothafen

Abb. 8: Zur Planung eines Offshorehafens bei Prerow/Darß

3. Konzeptionelle Überlegungen zur Anlage einer Marina an Außenküsten mit minimiertem Einfluss auf die Küstendynamik

3.1 Grundüberlegungen

Einführend und unter Abschnitt 2 wurde dargestellt, dass die Anlage einer Marina an einer Außenküste, sofern sie – welches der Regelfall ist – für den Schutz und den Komfort der Sportboote durch Bauwerke geschützt werden muss, zwangsläufig einen i.a. als negativ einzustufenden Einfluss auf die Küstendynamik nach sich zieht. Küstenerosion kann meistens nicht hingenommen werden, zumindest aber werden Ausgleichsmaßnahmen – etwa aus Gründen des Küstenschutzes – erforderlich. Die Problematik ist von grundsätzlicher Art, denn generell führen Einbauten in See zu Störungen des morphologischen Zustands. Hierbei kann die Akkumulation von Sand für den Küstenschutz, z.B. in einem Bunnensystem oder hinter einem Offshore-Wellenbrecher, gewünscht sein. Im Hafenbau aber führt sie meist zu Problemen, wenn der durch die Wellenschutzbauwerke gebildete Retentionsraum für die Akkumulation von Sedimenten erschöpft ist, sich der Sand in der Einfahrt zum Hafen und im Hafen selbst ablagert oder wenn eine Gefährdung von Strand oder Gebäuden infolge von Erosion nicht mehr toleriert werden kann. Dann können für den Hafen hohe Kosten entstehen, für deren Begleichung nach dem Verursacherprinzip (eigentlich) der Investor oder der Hafenbetreiber zuständig ist. Die Genehmigungsbehörden verlangen aus diesem Grund zunehmend eindeutige Zusagen zur Finanzierung von ggf. erforderlichen Folgemaßnahmen.

Die im Folgenden dargestellten Varianten eines Marinaentwurfs gehen von der Zielvorstellung aus, dass Einflüsse von Bauwerken auf die Sedimentbewegung weitestgehend vermieden werden müssen. Die Überlegungen sind weiterhin durch einige Besonderheiten der mecklenburg-vorpommerschen Ostseeküste mitgeprägt. Hier finden wir immer wieder große Wasserflächen (Bodden) im Hinterland, die häufig nur durch eine schmale Landenge von der See getrennt sind. Der Wunsch so mancher Gemeinde, die Bodden durch einen Durchstich mit der Ostsee zu verbinden, liegt daher auf der Hand. So wurden beispielsweise etliche Studien zur Schaffung eines Durchstichs bei Wustrow, Halbinsel Fischland erstellt, aber immer wieder verworfen. Ein Vorschlag eines Erfinders sieht für die Überwindung der Landenge den Transport auf einem Wagen vor, ähnlich wie beim Übergang für Binnenschiffe in Buchwald im Elbing-Oberländischen Kanal auf einer geneigten Ebene, die – um 1860 gebaut – noch heute voll funktionsfähig ist. Das technische Prinzip einer Trockenförderung ist aber auf eine Marina nicht so ohne weiteres übertragbar, denn für den Schutz des Wagens beim Aufslippen wird ebenfalls ein Wellenschutz benötigt. Allein die Anlage einer Sliprampe in einem morphologisch sensiblen Bereich einer offenen Küste und die Gefahr von Versandung oder Kolkbildung stellen aus betrieblichen und wasserbaulichen Gründen den Planer vor Probleme.

3.2 Komponenten einer möglichen Alternativlösung und technischer Varianten

Um die Einflüsse einer Marina auf die Sedimentbewegung gering zu halten, ist es aus Sicht des Verfassers dennoch überlegenswert, auf das Prinzip der Trockenförderung zurückzugreifen. Gedankliche Vorlagen für eine Marina, in der Einflüsse auf die Sedimentbewegung weitgehend ausgeschaltet werden können, waren:

- die Schwebebahn in Wuppertal, ein Verkehrssystem, das seit nunmehr über 100 Jahren in Betrieb ist und das – abgesehen von einem wartungsbedingten Unfall im Jahre 1999 – bis heute weitgehend störungsfrei funktioniert
- die Schwebefähre in Rendsburg, über den Nord-Ostsee-Kanal
- Seilbahnen für die Personen- und Lastenbeförderung in Deutschland, in den Alpenländern und vielen anderen Ländern der Welt. Transportsysteme dieser Art werden auch für große Lasten (z.B. in Werften) hergestellt, die die von Sportbooten weit übertreffen.

Ein schönes Beispiel aus dem Internet zu dieser Thematik ist in Abb. 9 wiedergegeben.



Abb. 9: Schwebefähre für große Lasten, Beispiel „Sardinentransport“ im Hafen von Marseille (Internet)

Die folgenden Varianten einer Marina an einer sensiblen Brandungsküste gehen, an diese Vorbilder angelehnt, von einem schwebenden Transport des jeweiligen Schiffs/Sportbootes aus. Dabei wird auf im Hafenbau übliche Lift- und Transportsysteme zurückgegriffen.

Wesentliches Merkmal ist die Halterung des Bootskörpers in verstellbaren Tragegurten. Tragegurte bieten im Vergleich zu seitlichen Stützkonstruktionen Vorteile, weil sie sich an den Bootsrumpf innig anschmiegen und dadurch örtliche mechanische Beanspruchungen vermieden werden.



Abb. 10: Travel-Lift im Hafen Rostock-Bramow. Segelyacht „Nicola“ in Gurthalterung
(Foto IWR)

Abb. 10 zeigt beispielhaft ein mit Haltegurten versehenes Transport- bzw. Liftsystem, das heute in der Praxis des Marinabaus weit verbreitet und von den Skippern akzeptiert ist und auf die die Vorstellungen des Verfassers zurückgreifen.

Komponenten für eine vom Verfasser vorgeschlagene Alternativlösung für eine konventionelle Marina mit technischen Varianten sind in Abb. 11 schematisch dargestellt. Kennzeichnend ist in allen Varianten, dass die Liegestellen für die Sportboote aus dem exponierten Seebereich landwärts verlagert werden. Hierfür sind erforderlich (vgl. Abb. 11):

- a) eine seeseitige Übergangsstation [a)] außerhalb der Brandungszone. Die Übergangsstation ist eine Art Hafen, jedoch mit minimalen Abmessungen, lediglich vorgesehen für die Übergabe der Sportboote auf eine Fördereinrichtung. Die Größe der Übergangsstation kann auf die Flächenbedarfe für einige wenige Boote begrenzt werden, so dass deren Einfluss auf den Sedimenttransport, der außerhalb der Brandungszone ohnehin gering ist, minimiert werden kann.

Generell nimmt der Einfluss eines Offshore-Bauwerks auf die Morphologie (Salientbildung, Grenzfall Tombolo) mit der Entfernung von der Brecherlinie ab (s. auch Abschnitt 2.4). Je kleiner die geometrischen Abmessungen sind, desto geringer ist der Einfluss auf (unvermeidbare) Veränderungen der Küste.

Ob der Mini-Hafen einen besonderen Wellenschutz benötigt, ist abhängig von den hydrologischen Bedingungen im Seegebiet. Sofern ein Betrieb auf die übliche Saison der Freizeit-Schifffahrt begrenzt wird, kann u.U. auf einen Wellenschutz ganz verzichtet werden. Auch die Verwendung von schwimmenden Wellenbrechern für einen zeitweisen Schutz ist im Einzelfall zu überlegen.

Auf jeden Fall kann davon ausgegangen werden, dass die technischen und finanziellen Aufwendungen für den Wellenschutz im Vergleich zu den einer herkömmlichen Marina sehr viel geringer sind.

- b) In der Übergangstation (Außenhafen) werden die Sportboote an eine Fördereinrichtung [b)] übergeben. Die Aufnahme des Bootes in die Tragegurte unter dem Rumpf erfordert einigermaßen ruhiges Wasser sowie seitliche Stegkonstruktionen für die Bedienung. Denkbar sind Rahmen- oder Spreader-Konstruktionen an einem handelsüblichen Hafenkran [b1)] oder Fördereinrichtungen mit einem Förderkorb (Gondelprinzip) und Gurthalterungen für das zu transportierende Sportboot, in die das Boot eingehängt wird [b2)].

Wegen der zu überwindenden Höhenunterschiede für den eigentlichen (horizontalen) Transport über die Brandungszone hinweg in die landseitige Übergangseinrichtung scheint die Verwendung eines einfachen Hafenkrans (Lösungsvariante b1) gegenüber einer Korblösung (b2) günstiger, letztere hat aber für den eigentlichen

- c) Transport auf der Transporteinrichtung [c)] Vorteile. In der Transportstrecke wird das Sportboot schwebend zu einer landseitigen Übergangsstation transportiert. Für den Transport sind wiederum einige Varianten denkbar, von denen der Transport auf einer auf Pfählen aufgeständerten Transportbahn [c2)] gegenüber einer Seilförderung [c1)] vorteilhafter erscheint und weniger Akzeptanzprobleme mit sich bringt. Sicherheitsanforderungen beim Transport des Sportboots und der Besatzung erfordern besondere Überlegungen z.B. für den Transport bei starkem Wind. Sie sind bei einem „geführten“ Transport auf einer starren Konstruktion sehr viele einfacher beherrschbarer, indem beispielsweise für den Personentransport eine besondere Plattform, die vom Lastentransport (Boot) getrennt ist, vorgesehen wird. Der Einfluss der Stützenreihen, auf die die Transportbahn aufgelagert ist, auf den Sedimenttransport kann als sehr gering angesehen werden, da die Gewichte der Boote vergleichsweise gering und für die Stützen entsprechend nur geringe Pfahldurchmesser erforderlich sind. In einzelnen Fällen wäre die Nutzung einer vorhandenen Seebrücke für die Konstruktion der Transporteinrichtung für den schwebenden Bootstransport [c3)] sicher überlegenswert.

- d) Von der Transporteinrichtung werden die landwärts transportierten Sportboote an eine landseitige Übergabestation [d] übergeben, die von der Funktion ähnlich wie die seeseitige Übergabestation, z.B. mit einem handelsüblichen Hafenkran ausgeführt werden kann. Von der Übergabestation ist ein Übergang in ein natürliches Binnengewässer [d1)], ein künstliches Gewässer, z.B. eine landseitige Marina mit Liegeplätzen und üblicher Infrastruktur [d2)] möglich. Auch ein Übergang auf andere Verkehrsträger [d3)] ist natürlich denkbar, eine Möglichkeit, die in der früheren DDR, als ein Zugang zur Ostsee aus politischen Gründen nicht geduldet wurde, durchaus praktiziert wurde.

Insgesamt ergeben sich also etliche Vergleichsvarianten, die funktionell, konstruktiv und finanziell im Einzelfall bewertet werden müssen. An den Übergangseinrichtungen wäre z.B. auch die Anordnung von geeigneten Transportbahnen (Slip-Einrichtungen) möglich. Auch wäre es denkbar, mehrere Transportwagen auf der Transportbahn von der See ins Binnenland anzuordnen oder eine umlaufende Bahn zu bauen, um den Durchsatz und damit die Leistungsfähigkeit der Anlage zu erhöhen. Transporte vom Binnenland in Richtung See wären prinzipiell in gleicher Weise durchzuführen, welches keiner besonderen Erläuterung bedarf.

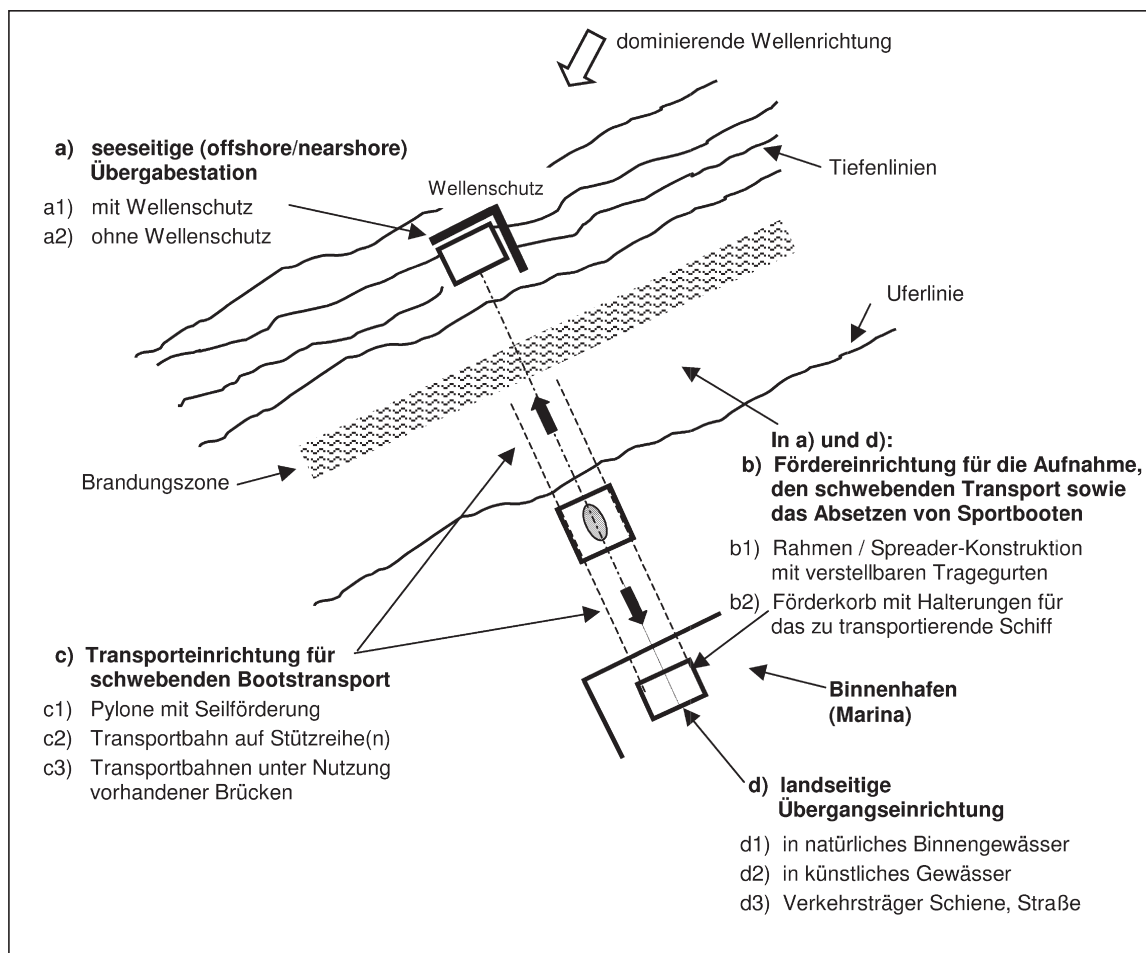


Abb. 11: Elemente eines Sportbootübergangs mit minimiertem Einfluss auf die Küstendynamik, schematisch

3.3 Beispielhafte Darstellung eines schwebenden Sportbootübergangs

3.3.1 Planungsgrundlagen und hydrografische Bedingungen des Seegebiets

Nach den vorher dargestellten Überlegungen sind für eine Marina verschiedene Varianten denkbar, um den Übergang zwischen offener See und geschütztem Hafen technisch zu realisieren. Von konventionellen Häfen unterscheiden sich alle erheblich.

Das folgende schematisierte Beispiel ist an die Situation an der Ostseeküste auf dem Fischland angelehnt, einem Küstenabschnitt, der durch eine starke Sandwanderung in Richtung NNO geprägt ist (Abb. 12).

Ähnliche Situationen sind an der mecklenburg-vorpommerschen Küste beispielsweise in Rerik oder am Buger Hals zu finden.

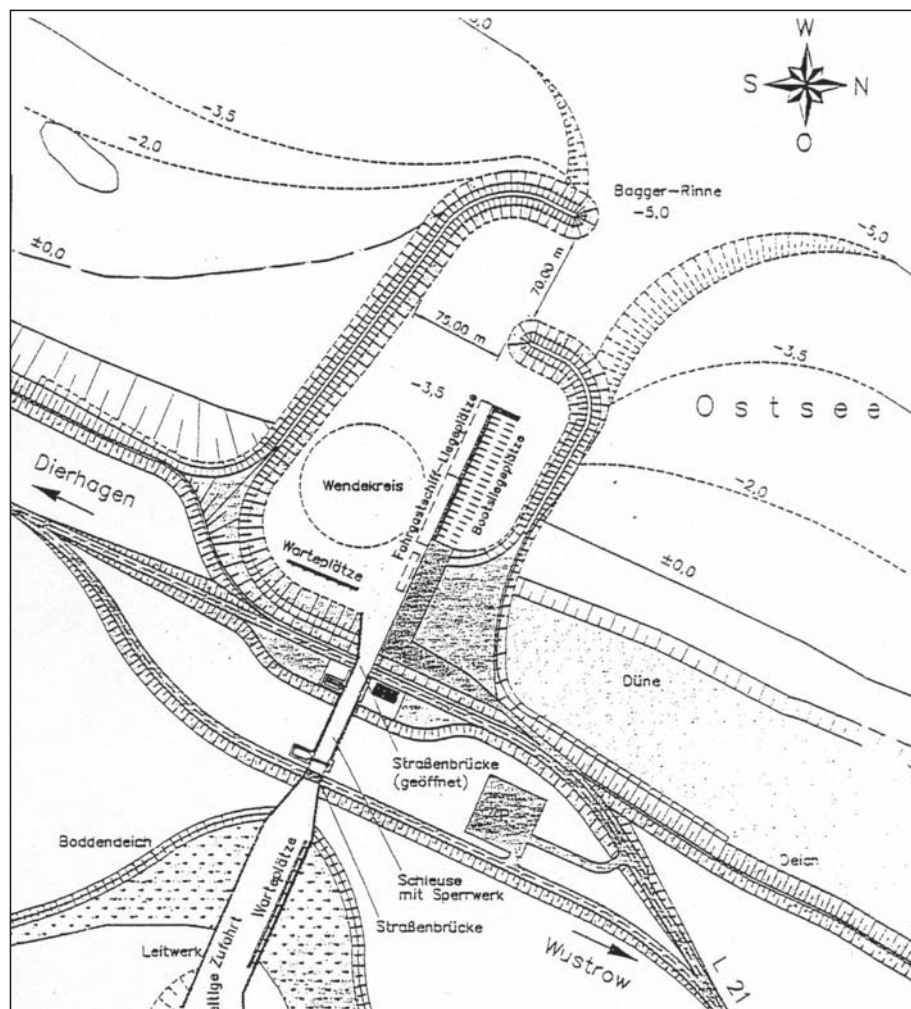
Die Landenge zum Saaler Bodden ist mit stellenweise weniger als 400 m sehr eng. Das ist hinsichtlich eines künstlichen Durchstichs von Vorteil, bezüglich zu erwartender Erosion im Wellenschatten der die Einfahrt schützenden Molen aber auch besonders gefährlich.



12a) Luftbild des Fischlands an der Durchstichstelle



12b) Lageplan



12c) Beispiel für eine der untersuchten Varianten (KNABE u. KNABE, 1998, aus VOGEL, 1998)

Abb. 12: Zur Anlage des Sportbootübergangs bei Wustrow/Fischland

Für die Ortschaft Wustrow wurden verschiedene Untersuchungen durchgeführt, um Möglichkeiten für die Anlage einer Marina im Saaler Bodden zu eruieren. In den Aussagen zum Sedimenttransport und zum Einfluss eines Durchstichs auf die Sedimentdynamik unterscheiden sich die Studien z.T. erheblich.

Nach Abschätzungen nach dem CERC-Ansatz mit Seegangseingangsdaten, die auf der Basis von Winddaten für die Stadion Warnemünde ermittelt wurden, muss von einem resultierenden Sedimenttransport in nördlicher Richtung (Richtung Darß) in einer Größenordnung von rd. 150.000 m³/Jahr ausgegangen werden.

Ein durch Wellenbrecher geschützter Durchstich lässt also erhebliche Küstenrückgänge im Lee-Bereich (d.h. in Richtung Darß) erwarten. Ohne Ausgleichsmaßnahmen (Strandersatz) wäre dieses in diesem Küstenabschnitt mit ohnehin negativer Bilanz nicht hinnehmbar (vgl. VOGEL, 1998).

Der Bemessungshochwasserstand im betrachtenden Bereich liegt nach dem Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern bei + 2,80 m NN. Signifikante Wellenhöhen sind nach oben erwähnter Seegangsvorhersage bis zu $H_{1/3}$ entspr. H_{mo} = rd. 3,5 m zu erwarten (bei einem als extrem zu bezeichnenden Sturm mit Windgeschwindigkeiten $U_{10} = 25$ m/s).

Ein schwebender Übergang in den Bodden müsste in einer Höhe erfolgen, in der eine Beeinflussung des Schiffs durch Welleneinwirkung und erhöhte Wasserstände ausgeschlossen werden kann, doch sollten die Randbedingungen für den Entwurf nicht zwangsläufig auf der Grundlage extremer Ereignisse festgelegt werden.

Eine gute Grundlage für den Entwurf liefern die Höhenlagen vorhandener Seebrücken an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns.

Der Bemessungshochwasserstand basiert auf dem Ereignis der Sturmflut 1872, auf das alle Hochwasserschutzmaßnahmen an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns bezogen werden. Dieses Ereignis lässt sich statistisch nicht einordnen. Bereits Wasserstände von 1,25 bis 1,50 m NN mit einer Überschreitungszahl von 0,2 bis 0,05 ($1 \times$ in 5 Jahren bzw. $1 \times$ in 20 Jahren, vgl. KOPPE, 2002) sind als schwere Sturmfluten zu bezeichnen. Sehr schwere Sturmfluten mit Scheitelwerten von über 1,50 m NN treten darüber hinaus nur in den Wintermonaten November bis April auf, in denen eine Marina üblicherweise nicht genutzt wird.

Funktionell wäre es aus der Sicht des Autors sinnvoll, für den Entwurf von Wasserständen um 1,0 m, maximal bis 1,5 m über NN auszugehen.

Für die Höhenlage der seeseitigen Komponenten einer Marina ist weiterhin der Einfluss der Wellen zu berücksichtigen. Hierbei ist zu beachten, dass der Seegang beim Einlaufen in flaches Wasser verformt wird. Für die Höhenlage von Bauwerken ist vor allem die horizontale Asymmetrie der Wellen wichtig. Näherungsweise kann für den Bereich steiler Wellen, d.h. vor dem Brechen infolge verringerter Wassertiefen, von einer Höhe des Wellenkamms entsprechend dem rd. 0,7-fachen der Wellenhöhe ausgegangen werden. Legt man ein Starkwindereignis von $U_{10} = 20$ m/s für die Nutzungsperiode der Marina als Grenzwert zugrunde, so sind nach der Seegangsvorhersage (Bezugswassertiefe $d = 10$ m) Wellen von rd. $H_{1/3} = 3,0$ m zu erwarten mit entsprechenden Kammlagen von etwa 2,0 m über dem aktuellen Wasserstand.

Natürlich müssten für den konstruktiven Entwurf auch extreme Ereignisse betrachtet werden, und es müssen entsprechende Sicherheitsnachweise geführt werden.

Die aus Seegang und Wasserständen für den Entwurf und die Bemessung anzusetzenden Eingangsdaten sind für das Beispiel einer Brückenlösung in Abb. 13 schematisch dargestellt.

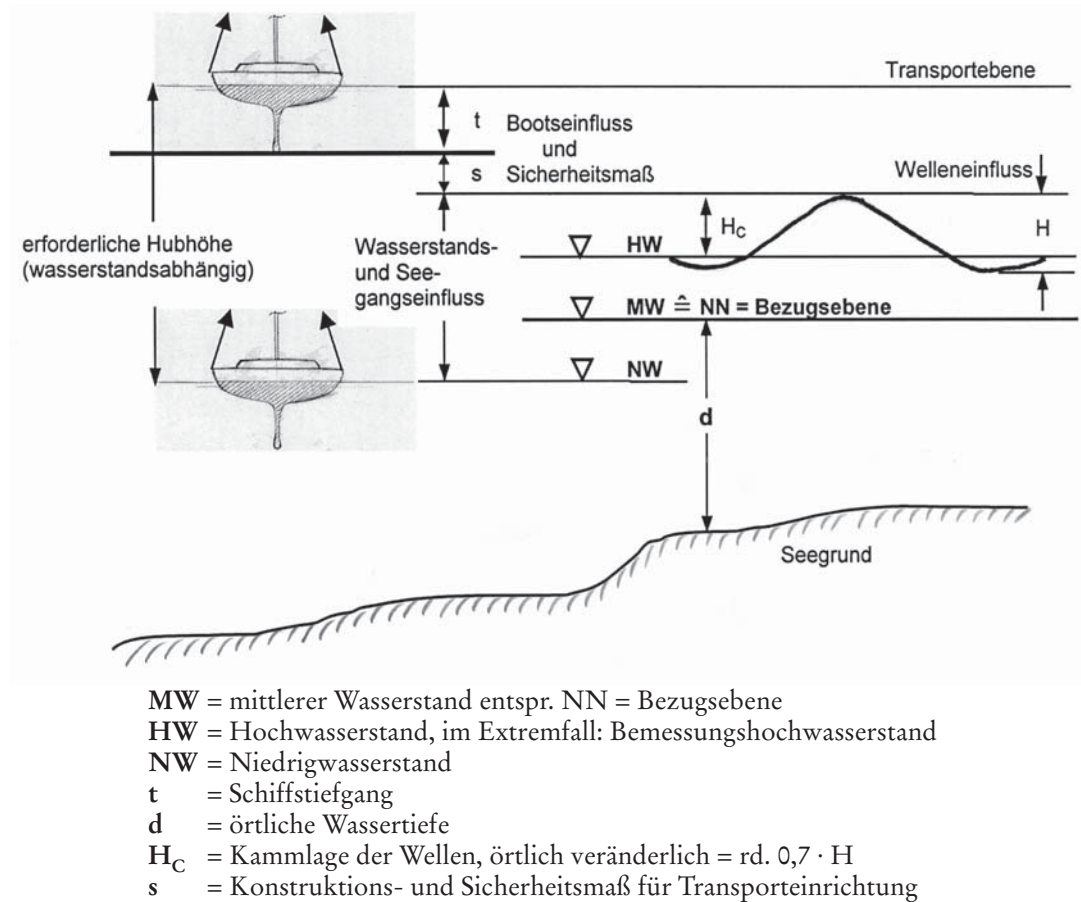


Abb. 13: Schema der Wasserspiegel- und Höhenlagen

Eine Brückenlösung gemäß Variante c 2, Abschnitt 3 erscheint unter den bei Wustrow vorhandenen örtlichen Gegebenheiten als technisch realisierbar und wird im Folgenden zur Erläuterung der in diesem Beitrag entwickelten Vorstellungen ohne besondere Nachweise als Vorzugsvariante gewählt.

3.3.2 Brückenlösung

Es liegt auf der Hand, für den seeseitigen Übergang der Sportboote vorhandene Seebrücken in die Überlegung einzubeziehen. In der Nachwendezeit wurden etliche Seebrücken an der mecklenburg-vorpommerschen Ostseeküste gebaut, die ihrer eigentlichen Zweckbestimmung entsprechend, nämlich die Gemeinden an der Küste seeseitig und miteinander durch die Küstenschifffahrt zu erschließen und zu verbinden, kaum genutzt werden. Immerhin stellen die Brücken recht hohe Investitionen dar, und natürlich stellt sich die Frage, ob diese allein aus touristischen Gründen vertretbar sind. Heute werden die Brücken vor allem von Spaziergängern und Freizeitanglern genutzt.

Die Brücken haben eine unter vorgenannten Gesichtspunkten ausreichende Höhe. Sie sind in ihrer Breite ausreichend dimensioniert, um einen konventionellen Travel-Lift aufzunehmen. Vor einigen Jahren wurde überlegt, den Kopfbereich der Seebrücke in Zinnowitz/

Insel Usedom in einen Offshore-Hafen einzubeziehen, doch wurden die Planungen bislang nicht weiter verfolgt. Natürlich wären für eine Brückenlösung in Verbindung mit konventioneller Technik für das Heben und Transportieren der Sportboote – neben statischen Nachweisen – einige Veränderungen am Kopf der Brücke erforderlich, auf die in diesem Beitrag nicht näher eingegangen werden soll. Insbesondere müsste eine (modifizierte) Übergabestelle für das Anlegen und Heben der Boote gebaut und zur Erzielung ruhigen Wassers an der Übergabestelle durch wellendämpfende Bauwerke umgeben werden.

Da der Bootsbetrieb in den Wintermonaten ohnehin eingestellt wird, ist die Verwendung von großen Schwimmpontons überlegenswert, die in den Wintermonaten eingeholt und in ruhigem Wasser zwischengelagert werden. Landseitig wäre ein Übergang in die eigentliche Marina ebenfalls vergleichsweise einfach zu realisieren. An die Brückenwurzel müsste eine dammartige Zuwegung höhengleich angeschlossen werden; ein Fahrweg, über vorhandene Hochwasserschutzanlagen hinweg, müsste mit geringem Gefälle bis in den Liegeplatzbereich einer binnenseitigen Marina geführt werden.

4. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- FRÖHLE, P.; KOHLHASE, S. u. WEICHBRODT, F.: Marinas an der Deutschen Ostseeküste – Planerische Aspekte aus Sicht des Küstenwasserbaus, Tagungsband Symposium Yachtentwurf, Yachtbau und Marina 2002, Rostock, 2002.
- KOHLHASE, S.: The Concept of Sediment Budget in the Nearshore Area, Proc. Sem. on Causes of Coastal Erosion in Sri Lanka, Colombo, 1991a.
- KOHLHASE, S.: The Need to Monitor the Coastal Response to Structural Interventions, Proc. Sem. on Causes of Coastal Erosion in Sri Lanka, Colombo, 1991b.
- KOHLHASE, S.: Konzeption von technischen Maßnahmen zur Küstensicherung mit Beispielen aus dem Küstengebiet der Nord- und Ostsee, Jahrbuch der HTG, Hamburg, 2004.
- KOPPE, B.: Hochwasserschutzmanagement an der deutschen Ostseeküste, Rostocker Bericht aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 8, 2002.
- PARKS, J.: Fluidized Sand Bypassing for Inlet Channel Maintenance, Proc. Third Intern. Conf. on Coastal and Port Eng. in Developing Countries (COPEDEC), Mombasa, Kenia; 1991.
- UMWELTMINISTERIUM MECKLENBURG-VORPOMMERN: Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern, Schwerin, 1995.

Unveröffentlichte Planunterlagen und Studien:

- B&O INGENIEURE HAMBURG: Planunterlagen und persönliche Mitteilungen für die Marina Kühlungsborn, Ostsee und verschiedene Seebrücken.
- INGENIEURBÜRO KNABE UND KNABE, Wedel: Technische Lösungen zur Ermöglichung der Schiffspassage zwischen Ostsee und Bodden beim Ostseebad Wustrow, unveröffentlichtes Gutachten, Mukran, 1998.
- INGENIEURBÜRO MOHN, Beratende Ingenieure Büro Husum: Sportboothafen in Prerow/Ostsee, Vorplanung.
- KÜHL, J.-U.: Sand Bypassing, eine Methode zur Minderung der Lee-Erosion im Hafenbau, Seminausarbeitung Institut für Wasserbau der Univ. Rostock, Rostock, 2004.
- VOGEL, M.: Durchstich des Fischlandes im Bereich Wustrow – Auswirkungen auf den Küsten- und Hochwasserschutz., Diplomarbeit am Institut für Wasserbau der Univ. Rostock, Wismar, 1998.

Vorschlag zum Bau eines Wellenbrechers an der Niehägener Küste

Von DIETRICH WEISS †

Inhalt

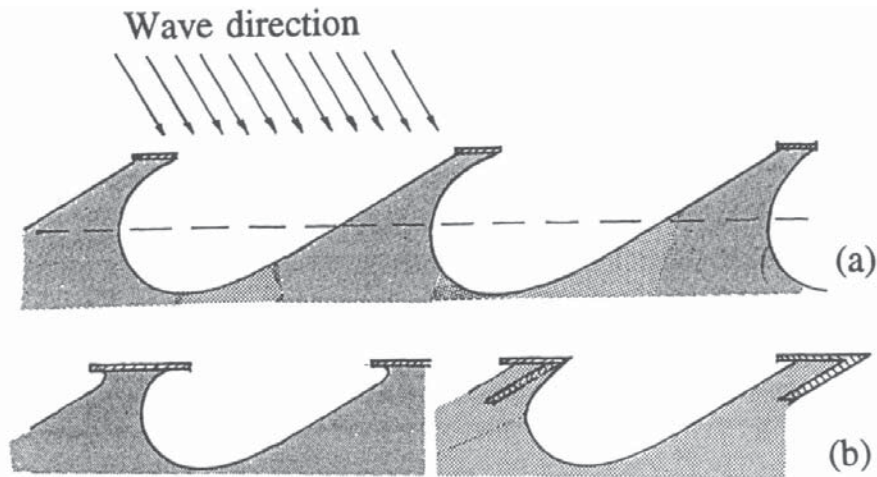
1. Veranlassung	241
2. Möglichkeiten zur Verminderung des Landverlustes	242
3. Funktionelle und konstruktive Lösungen	243
4. Der Bauwerksquerschnitt	243
5. Bautechnologie	245
6. Kosten	245
7. Vorteile der Lösung	247
8. Schriftenverzeichnis	247

1. Veranlassung

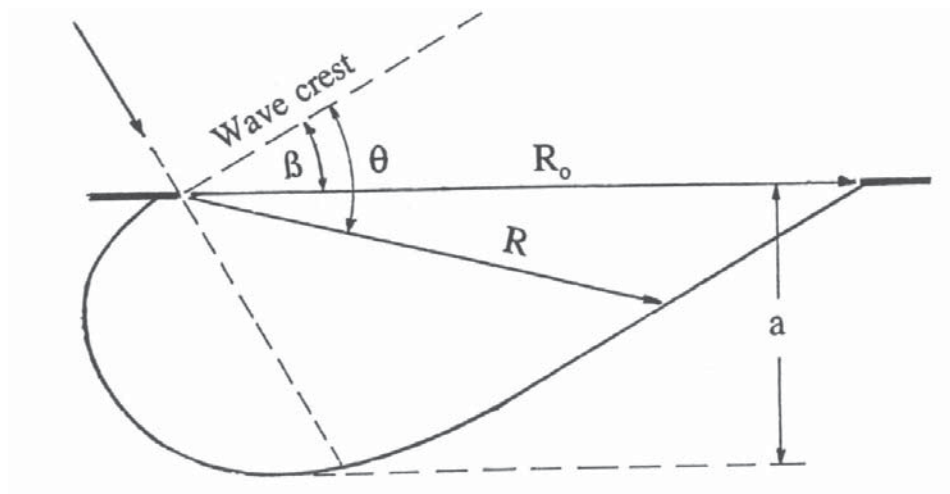
Nach dem Konzept des Küsten- und Hochwasserschutzes von Mecklenburg-Vorpommern werden Steilküsten nicht geschützt. Die finanziellen Mittel werden für den Ausbau der Sturmflutschutzanlagen der Flachküsten benötigt, da diese zur Zeit noch nicht in der Lage sind, die Bevölkerung im Küstengebiet gegen extreme Sturmflutgefahren mit Bemessungshochwasserstand hinreichend zu schützen. Darüber hinaus soll das abgespülte Steilküstenmaterial die nachbarlichen Flachküstendünen mit Sand versorgen.

Dieses grundsätzliche Vorgehen galt auch in den Jahren seit 1960, doch war man bereit, ab Mitte der 70er-Jahre des vorigen Jahrhunderts Steilufer in Ausnahmefällen zu sichern. Das hat dazu geführt, dass das Fischland-Steilufer im Übergangsbereich zur Flachküste, wo Durchbruchgefahr in den Bodden drohte, in den 80er-Jahren durch Wellenbrecher gesichert wurde (WEISS, 1990).

Bleiben die Wellenbrecher langfristig stabil und behalten ihre Leistungsfähigkeit, dann bildet sich zwischen ihnen eine Bucht aus. Die dauerhafte Endform dieser Bucht wird maßgeblich von der Hauptangriffsrichtung der Wellenfronten (Kammlinie) des Küstengebietes bestimmt, zu der sich die längste Uferstrecke parallel ausbildet, und sie nimmt bei schrägem Anlauf auf der den Wellenfronten zugewandten Uferseite die Form einer Bucht an, die auf Grund der Form-Ähnlichkeit mit einem griechischen Buchstaben auch ZETA-Bucht genannt wird. Im Küstenabschnitt südlich des Wellenbrechers von Ahrenshoop beginnt sich die Uferlinie parallel zur Hauptwellenkammlinie auszurichten und die stabile Form zu finden (Abb. 3). Der Rückgang im Buchtscheitel ist bei dem Abstand der beiden Festpunkte von 2750 m beim Fischlandsteilufer (Wellenbrecher Wustrow und Ahrenshoop) beträchtlich: Man kann davon ausgehen, dass bis zum Erreichen der stabilen Buchtform in der Nähe des Wellenbrechers Wustrow etwa 200 m Land im Buchtscheitel verlorengehen, während der Landverlust zu dem nördlichen Festpunkt hin, Wellenbrecher Ahrenshoop, deutlich abnimmt.



Headland control of shoreline (a) and two forms of headland (b) (schematic)



Definition sketch of a crescentic bay

Abb. 1: Buchten- und Tombolobildung nach RAUDKIVI (1998)

2. Möglichkeiten zur Verminderung des Landverlustes

Die Dünenverstärkung für die Küste vor Ahrenshoop durch abgespültes Steilufermaterial erfüllt sich wahrscheinlich nicht, wenn man die Untersuchungsergebnisse von WEISS (2001) deutet. Danach erreichen von der aus Küstenrückgang und Aufspülung zwischen Warnemünde und Darßer Ort bereitgestellten Sandmenge nur 1 Sechstel den Darßer Ort im Längstransport, die übrigen 5 Sechstel werden im küstennormalen Transport in See abgeführt. Das 1 Sechstel für die Anlandung am Darßer Ort kann aber aus dem Küstenabschnitt nördlich der Fischlandsteilküste bereitgestellt werden. Die notwendigen Aufspülungen für die funktionstüchtige Vollschutzdüne vor Ahrenshoop und die Landverluste am Weststrand liefern hinreichend Material. Nicht entkräftet werden kann dagegen das Argument der finanziellen Mittel.

Dennoch ist angesichts des intensiven Rückgangs der einmaligen Fischlandküste das Betrachten von Möglichkeiten der Verminderung des Landverlustes nötig. Zwischen Festpunkten bildet sich eine stabile Bucht aus, und der Abstand der Festpunkte bestimmt die Buchttiefe und damit den Landverlust. Somit ist es einleuchtend, dass bei Verkürzung des derzeitigen Abstandes von 2750 m zwischen den Wellenbrechern von Wustrow und Ahrenshoop durch den Bau eines weiteren Wellenbrechers etwa in der Streckenmitte eine neue Uferlinie ausgebildet wird, die deutlich weniger Landverlust schafft (Abb. 1). Die Uferlineinausbildung bei Steilufern vollzieht sich langfristig, ist aber unumkehrbar. Es ist zu erwarten, dass die Endform der Buchten erst nach Jahrzehnten erreicht wird. Die Effektivität einer derartigen Maßnahme (s. Pkt. 7 Vorteile der Lösung) rechtfertigt aber überzeugend die Ausnahme im Küstenschutzprogramm.

3. Funktionelle und konstruktive Lösungen

Für die Funktionstüchtigkeit des geeigneten Bauwerkes sind im Wesentlichen die Lageanordnung längs der Steiluferküste, die Entfernung von der derzeitigen Uferlinie in See und die küstenparallele Bauwerkslänge entscheidend. Im konstruktiven Entwurf werden dann der Querschnitt und damit die Kronenhöhe über Mittelwasser festgelegt.

Die Lageanordnung längs der Fischlandküste sollte etwa mittig zwischen den bisherigen Festpunkten sein. Dadurch bietet sich ein Standort 100 m bis 150 m nördlich der Treppe an der Niehägener Küste an (Küstenkilometer 178,100). Mit einer geeigneten Entfernung des neuen Wellenbrechers von der bisherigen Uferlinie in See kann die sich bildende Buchttiefe ins derzeitige Steiluferland beeinflusst werden. Allerdings wächst mit der zunehmenden Entfernung die Wassertiefe und damit der Bauwerksquerschnitt sowie die Kosten. Am besagten Standort nördlich der Treppe liegt die 2-m-Tiefenlinie in etwa 30 m Uferentfernung. Geht man davon aus, dass sich auch bei der Abstandsverkürzung zwischen den Festpunkten Buchtscheiteltiefen von 150 m einstellen, so verbleiben bei einem Standort von 25 bis 30 m in See immer noch Landverluste von etwa 120 m. Der Abbruch des Landes vollzieht sich jedoch zweigeteilt und auf deutlich kürzerer Strecke (GERICKE, 2001). Die neue Uferlinie stellt sich parallel zur Hauptwellenkammlinie (erarbeitet durch das Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, DETTE et al., 1999) ein. Die Buchten an den südlichen Festpunkten werden wahrscheinlich nicht die Form einer logarithmischen Spirale erreichen. Es ist zu erwarten, dass bei nördlichen Winden und höheren Wasserständen Geröll auf dem höheren Strand regelmäßig abgelagert wird. Diese Lagerung wird stabil sein. Bei den Winden der Hauptwellenkammlinie existieren geringere Wasserstände und die massiven Geröllwälle werden nicht erreicht. Der dritte Einflussparameter, die Bauwerkslänge, wird im nächsten Kapitel behandelt.

4. Der Bauwerksquerschnitt

Im Althägener Küstenbereich liegen Bruchsteine vom Bau des Wellenbrechers Ahrenshoop. Die Lagerfläche beträgt etwa $80\text{ m} \times 20\text{ m}$. Wenn die Steinschicht eine Höhe von 0,7 m besitzt, erhält man einen umhüllenden Körper $80 \times 20 \times 0,7 = 1120$ Kubikmeter. Es gibt eine Zahl von übereinander gelagerten Steinen, aber der Abstand zwischen den auf dem Erdboden abgesetzten Steinen ist unterschiedlich. Nimmt man das entstehende Steinvolumen mit 50 % des o.g. Körpers an, so ergeben sich 560 Kubikmeter Steine. Bei einer Dichte für Diorit von

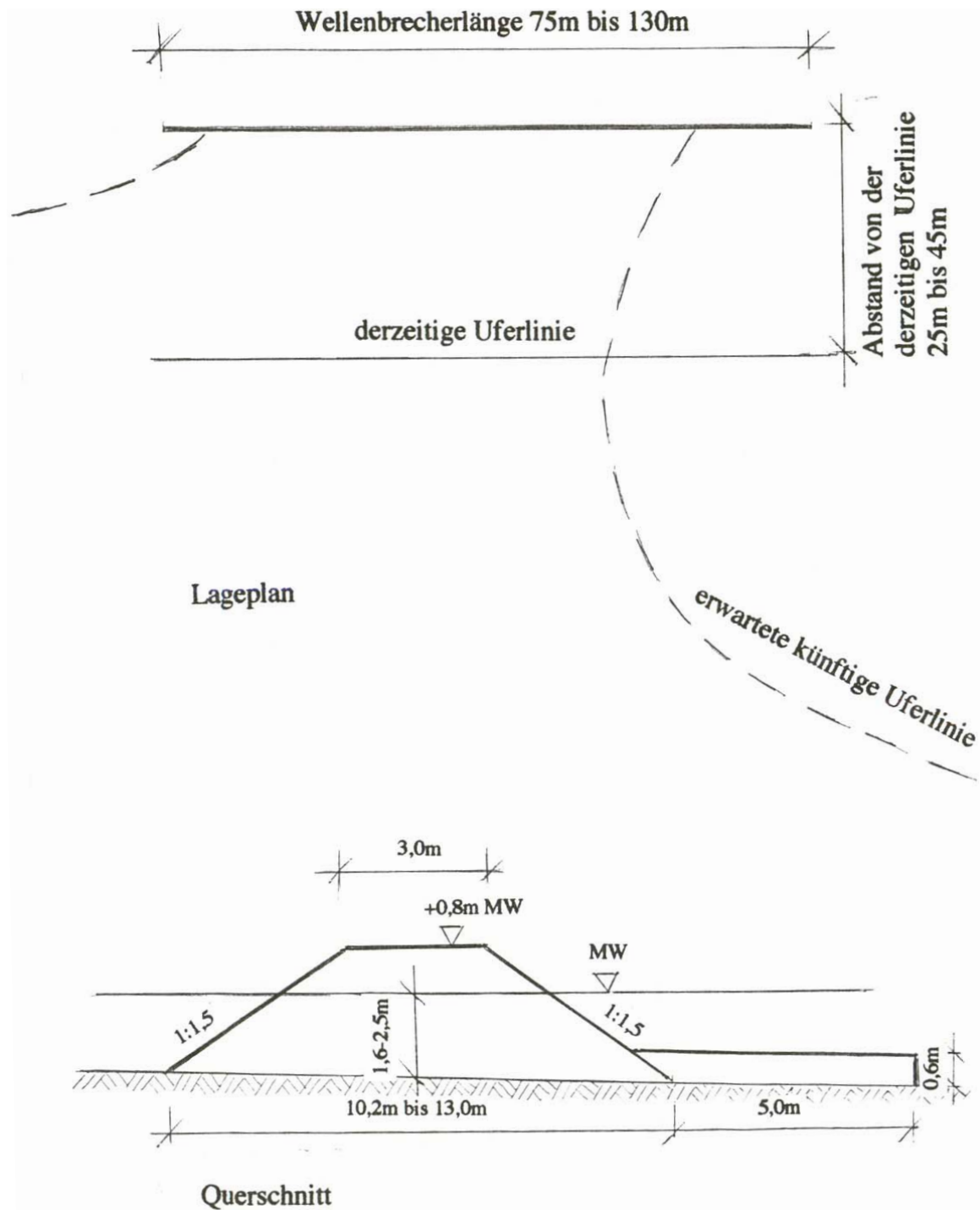


Abb. 2: Lageplan und Bauwerksquerschnitt

2,8 t/Kubikmeter lagert dort ein Gesamtsteingewicht von 1568 t. Bei einem Einzelsteingewicht von im Mittel 1,8 t könnten noch 870 Steine für den vorgeschlagenen Wellenbrecher zur Verfügung stehen.

Der Wellenbrecherquerschnitt sollte auf der Sohle eine Breite von 10,2 m besitzen und eine Steinvorlage zum Schutz gegen seewärtige Auskolkung mit Breite $\times$ Höhe von 5 m $\times$ 0,6 m (Abb. 2). Die Wellenbrecherkrone ist mit 3 m Breite so bemessen, dass 3 der vorhandenen Steine eingebaut werden können. Das Bauwerk (bei einem Steinzukauf von 1000 Stk.) steht in 1,6 m Wassertiefe und ist 2,4 m hoch. Seine Krone ragt um 0,8 m über Mittelwasser. Damit gleicht sie den Bauwerken von Wustrow und Ahrenshoop. Als Fläche für den Querschnitt errechnet man 27,4 Quadratmeter. Da der Wellenbrecherkörper mit 40 % Hohlraum zwischen den Steinen gebaut werden kann, ist die tatsächliche Steinfläche im vorgenannten Querschnitt nur 16,44 Quadratmeter (bzw. Kubikmeter/lfd. Bauwerksmeter) groß. Aus den im Althägener Küstenbereich liegenden Steinen von 560 Kubikmetern erhält man als Bauwerkslänge $560 : 16,44 = 34,06$ m. Dieser ca. 35 m lange Wellenbrecher sollte durch zusätzliche Steinbereitstellung mindestens auf 50 m verlängert werden (Steynzukauf 375 Stück). Er wird bei 1,6 m Wassertiefe in etwa 25 m Entfernung von der Uferlinie stehen. Es darf in Abhängigkeit von der Sedimentzufuhr erwartet werden, dass bei 50 m Bauwerkslänge nach Jahren die künftige Uferlinie an das Bauwerk anschließt und einen neuen Festpunkt schafft. Eine deutlich sichere Lösung ist ein 75 m langer Wellenbrecher. Der Wellenbrecher hat dann eine Länge, die dem Dreifachen der Entfernung von der derzeitigen Uferlinie entspricht.

5. Bautechnologie

Es ist möglich, den Steintransport über Land oben auf der Steiluferfläche oder über See durchzuführen. Mittels Hebezeuge werden bei Landtransport die Steine an den Strand gebracht. Der querschnittsgerechte Einbau erfolgt mit geeigneter Hebetechnik. Eine Unterlage ist nach den Erfahrungen von Wustrow und Ahrenshoop nicht erforderlich. Sollte es möglich sein, weitere Steine bis zu einer Gesamtbauwerkslänge von 75 m (nötige Steinbeschaffung für 40 m Wellenbrecherverlängerung etwa 1000 Stück) zu erwerben, würde es dem Vorhaben größere Sicherheit verschaffen.

6. Kosten

Die Kosten wurden mit Hilfe eines führenden Wasserbaubetriebes, der über Lokalkenntnis verfügt, ermittelt. Danach werden für den 50 m langen Wellenbrecher 141.000 EURO benötigt, während für das empfohlene 75 m lange Bauwerk 170.000 EURO zur Verfügung stehen müssen. Es wird erwartet, dass durch Ausschreibung und Wettbewerb die Kosten gesenkt werden können.

Allerdings sind bei den geringen Wassertiefen am Einbauort die Kosten für schwimmende Technik im unwirtschaftlichen Bereich. Darunter leiden die Wellenbrecherverlängerungen durch Zukauf. Größere Wassertiefen am Einbauort würden günstigere Preise erzielen. Es ist daher zu überprüfen, ob man bei einer Kostensteigerung das Bauwerk in Wassertiefen von etwa 2,5 m seewärts verlagert und bei einer Uferentfernung von 40 m bis 45 m das Bauwerk auf 120 m bis 130 m verlängert. Allerdings vergrößert sich damit der Querschnitt; die Bauwerkskrone soll 0,8 m über Mittelwasser herausragen. Es müsste eine größere Mittelbereitstellung möglich sein.

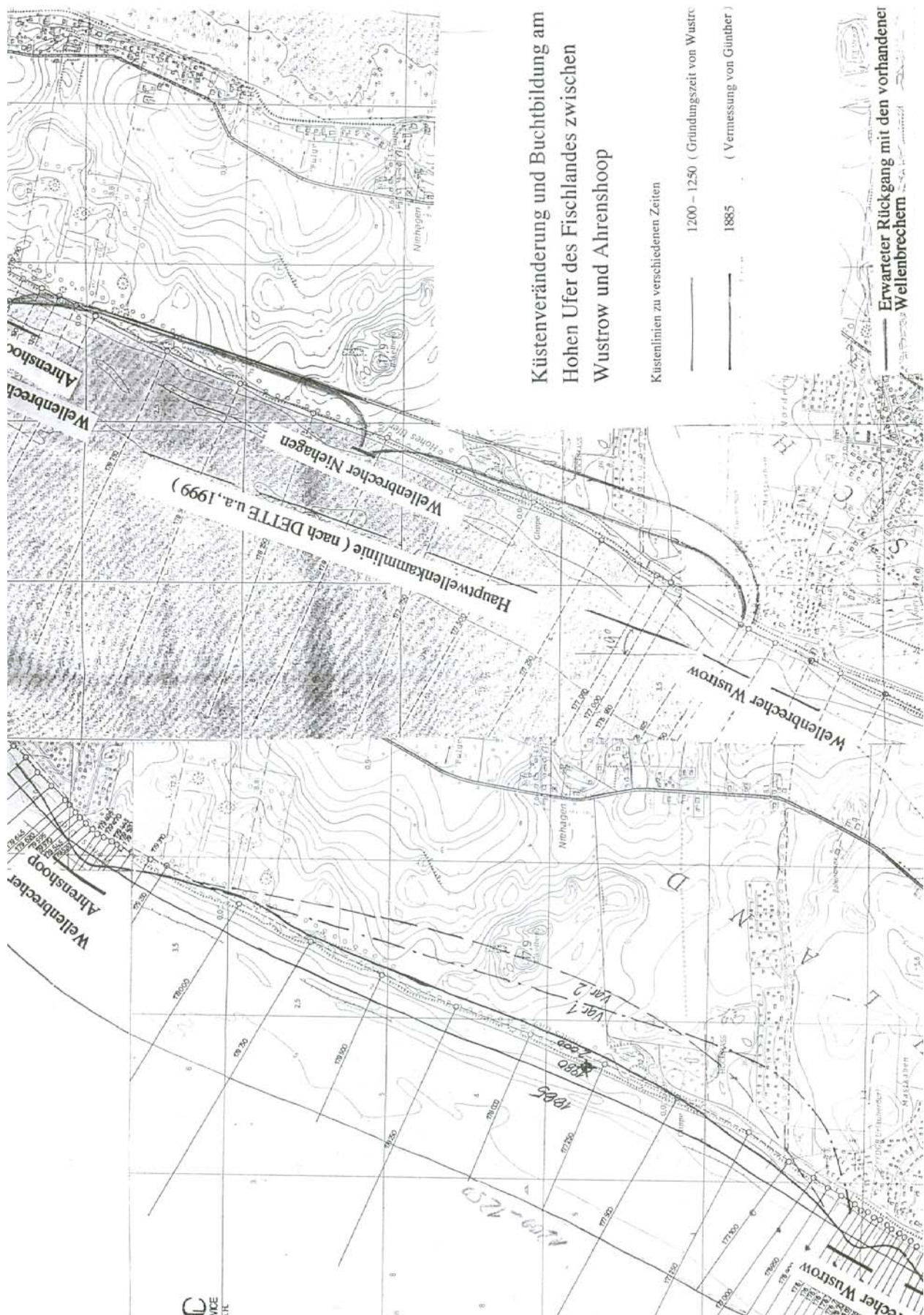


Abb. 3: Übersichtsdarstellung zur Lage des Wellenbrechers an der Niehäger Küste

7. Vorteile der Lösung

- a) Verminderung des Landverlustes um etwa 50 %.
- b) Schaffung von Strand für Niehagen im Bereich der Treppe.
- c) Einsandung des Treppenußes und nach Jahren möglicher Standortverbleib der Treppe auch im Winter.
- d) Befreiung der Althägener Steiluferfläche von den Bruchsteinen.
- e) Verhinderung herabstürzender Bruchsteine auf den Strand nach Küstenrückgang bis zur derzeitigen Steinlagerfläche, zeitweise Sperrung des Strandedurchganges aus Sicherheitsgründen.

8. Schriftenverzeichnis

- DETTE, H. H. u. a.: Bewirtschaftung der Küste im Raum Fischland, Darß und Zingst. Bericht Nr. 851, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, 1999.
- GERICKE, CH.: Küstenveränderungen am Hohen Ufer des Fischlandes unter Berücksichtigung von Küstenschutzmaßnahmen, Examensarbeit, Freie Universität Berlin, 2001.
- RAUDKIVI, A. J.: Loose Boundary Hydraulics A. A. BALKEMA/Rotterdam/Brookheld, 1998.
- WEISS, D.: Die Wellenbrecher vor Wustrow/Fischland. Seewirtschaft 22, H. 5, 244–252, 1990.
- WEISS, D.: Einflüsse von Bauwerken auf die Sedimentdynamik. Tagungsband der Hafenbau-technischen Gesellschaft (HTG), Kongress 2001, Hamburg, 2001.

Anm. d. Red.: Der Kurzbeitrag von D. Weiss wurde kurz vor seinem Tod eingereicht (s. auch Nachruf in diesem Heft) und konnte nicht mehr von ihm überarbeitet werden

StAGN – Ständiger Ausschuss für geographische Namen

Geographische Namen in den deutschen Küstengewässern

Maßstab 1 : 200 000

4 Karten, 1. Auflage, 2004/2005

Der „Ständige Ausschuss für geographische Namen (StAGN)“ mit Geschäftsstelle beim Bundesamt für Kartographie und Geodäsie (BKG), Frankfurt am Main hat u.a. die Aufgabe, die Schreibweise geographischer Namen im deutschen Sprachgebiet zu vereinheitlichen. Für die umfassende Geoinformation bieten die Veröffentlichungen eine gute Informationsquelle. In diese Aufgabe sind die Küstengewässer der Nord- und Ostsee einbezogen.

Das Ergebnis der Aufarbeitung der geographischen Namen ist in 4 Karten dokumentiert. Beispielhaft wird dies für das niedersächsische Küstenvorfeld, d.h. ostfriesische Küste zwischen Küstenlinie und 10-m-Tiefenlinie und Mündungen von Ems, Jade, Weser und Elbe dargestellt. Das Kartenblatt 1 Niedersächsische Küste ist benutzerfreundlich 29,7 × 21,0 cm auf DIN A4 gefaltet, hat ohne Faltung das Format 95 × 60 cm.

Die thematische Informationsdichte ist im gewählten mittleren Maßstabs 1 : 200 000 (auf 54° nördliche Breite und Seekartengrundlage) übersichtlich wiedergegeben. Die etwa 370 benannten Objekte sind topographischen Einheiten zugeordnet, die im Tidegebiet der Nordsee meistens durch die Niedrigwasserlinie begrenzt werden. In den Wattgebieten ist gezeitenbedingt eine Häufung der geographischen Namen vorhanden.

Auf der Rückseite des Kartenblattes werden zur Schreibempfehlung der Objektnamen die Grundlagen dargelegt. Dabei werden die allgemeinen Vorgaben aus dem geographischen Namenbuch der Bundesrepublik Deutschland aus dem Jahr 1981 übernommen. Zusätzlich zur kartographischen Information über die flächenmäßige Zuordnung der Namen werden auch noch fachtechnische Angaben zur Kartenprojektion und Kartographie gemacht.

Richtig wird darauf verwiesen, dass Umriss und Lage der Objekte wegen der ständigen morphologischen Veränderungen im Tidegebiet unterschiedlich stark zeitabhängig sind. In der tabellarischen Zusammenstellung der Objektnamen werden Objektart, Schwerpunktkoordinaten, Flächengröße, Ursprung, u.a. Eintragungen des Objektes in Karten der Maßstäbe 1 : 1 Million bis 1 : 25 000 und größer sowie die ländermäßige Zuordnung genannt. Objektnamen kommen auch mehrmals vor, z.B. Robbenplate. Den Namen sind Geschlecht und soweit erforderlich, auch die begriffliche Herkunft zugeordnet. Die Namen stehen erwartungsgemäß oft mit maritimen Ursprüngen in Verbindung. Die Erläuterungen zu regionalen Bezeichnungen festigen noch zusätzlich die Empfehlungen zur Schreibweise.

Unter der Leitung von Dieter Grothenn als Vertreter der Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Bundesrepublik Deutschland (AdV) im StAGN wurden mit fundiertem Fachwissen in kürzester Zeit nautische und topographische Karten ausgewertet und dokumentiert. Eine Gewichtung zwischen der kartographisch ansprechend gelungenen Vorderseite des Kartenblattes und der sehr informativen Rückseite zu versuchen, ist nicht möglich. Bei der Vielzahl von Informationen bleibt das eigentliche Ziel, die Standardisierung der Schreibweise der Objektnamen nachvollziehbar darzustellen, erhalten.

Die Dokumentation, erstmalig als gelungene Kombination aus einer Karte als graphische und einer textlichen Erläuterung, liefert Kartographen und auch besonders den im Küstenvorfeld mit Planungsaufgaben Beauftragten hilfreiche Informationen. Für geographische

Informationssysteme ist das Ergebnis ebenfalls verwertbar. Eine eindeutige objektbezogene Schreibweise erleichtert eine zweifelsfreie örtliche Zuordnung.

Zur Zeit werden die Geographischen Namen in den deutschen Küstengewässern in das Digitale Landschaftsmodell 1 : 250 000 (DLM 250) des Amtlichen topographisch-kartographischen Informationssystem der deutschen Landesvermessung (ATKIS) integriert. Diese Aufgabe wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Dienststelle Hamburg, übernommen, die ein besonderes Interesse daran hat, die „offiziellen“ Namen des StAGN in ihrem Fachinformationssystem NOKIS (Nord-Ostsee-Küsteninformationssystem) zu verwenden. Damit stehen die Namendaten der Küstengewässer künftig nicht mehr nur als analoge Karten und Listen, sondern auch in einer GIS-fähigen Version zur Verfügung.

Die Bearbeitung der 4 Kartenblätter erfolgte bei den Landesdienststellen in Niedersachsen, Blatt 1 Niedersächsische Küste und Blatt 2 Schleswig-holsteinische Westküste bei der Landesvermessung und Geobasisinformation Niedersachsen (LGN), Hannover, in Schleswig-Holstein, Blatt 3 Schleswig-holsteinische Ostküste und westmecklenburgische Küste beim Landesvermessungsamt (LVA), Kiel und in Mecklenburg-Vorpommern, Blatt 4 Ostmecklenburgische und vorpommersche Küste beim Landesvermessungsamt (LVA), Schwerin. Der Preis ist jeweils 19,90 €, alle 4 Kartenblätter im Paket 59,90 €.

Wilfried Schleider, Aurich

30 Jahre ‚Estuary Study Group‘

Von HANS-J. VOLLMERS

Z u s a m m e n f a s s u n g

Die Estuary Study Group (ESG) ist eine lose Vereinigung von Wissenschaftlern und Praktikern, überwiegend aus Europa, die sich mit Fragestellungen der Vorgänge in Ästuaren und im Küstenvorfeld beschäftigen. Mit diesem Hinweis wäre eigentlich schon alles gesagt, denn man sollte meinen, dass die alle zwei Jahre stattfindende ‚International Conference on Coastal Engineering‘ (ICCE) eine gute und hinreichende Plattform zum Austausch von Erfahrungen und neuen Erkenntnissen bietet. Was ist also das Besondere an der ESG? Um das zu erkennen, bedarf es eines Rückblicks auf die Verhältnisse vor mehr als 30 Jahren, die letztlich zur Gründung der ESG führten. Im Folgenden wird über die Entwicklung der ESG und damit auch über Entwicklung im Küsteningenieurwesen seit 1965 berichtet.

S u m m a r y

The Estuary Study Group represents a conglomerate of scientists and engineers, mainly from Europe, who research and discuss the processes in estuaries and in the coastal zone. This would almost suffice as an explanation. One would think that the International Conference on Coastal Engineering (ICCE), held bi-annually in different parts of the world, is a well suited platform and sufficient to discuss, exchange and disseminate relevant information. Consequently, what is so special about the ESG? In order to clarify this it is necessary to cast a retrospective glance to the conditions in 1965 which led to the foundation of the ESG. The following report deals with the development of and in the ESG and, consequently, the development in coastal engineering.

I n h a l t

1. ‚Coastal Engineering‘ um 1965	251
2. Das Elbmodell mit beweglicher Sohle	252
3. Die Estuary Study Group	253
4. Ausblick	255
Anhang	256

1. ‚Coastal Engineering‘ um 1965

Zu jener Zeit konnten die Auswirkungen flussbaulicher Maßnahmen auf die hydraulischen Parameter (z.B. Wasserstand, Strömungen etc.) nur mit Hilfe von Untersuchungen in physikalischen Modellen vorhergesagt werden. Die Übertragung der Versuchsergebnisse auf natürliche Verhältnisse war aufgrund physikalisch fundierter Modellgesetze ohne weiteres möglich. Für die Eichung der Modelle standen Naturbeobachtungen der Wasserstände und der Strömungsparameter zur Verfügung. Die Simulation von Transportvorgängen war nur beschränkt für richtungskonstante und stationäre Strömungsverhältnisse möglich (z.B. Kolke an Bauwerken). Die Ergebnisse hatten lediglich qualitativen Charakter, da die Kenntnisse über den Zusammenhang zwischen Strömung und Feststofftransport noch sehr beschränkt waren. Zwar hatte SHIELDS 1936 in seiner bahnbrechenden Arbeit mit Hilfe dimen-

sionsfreier Parameter schon gezeigt, wie man das komplexe Phänomen ‚Sedimenttransport in Strömungen‘ angehen kann; es sollten aber noch Jahrzehnte vergehen, bis seine Ideen Allgemeingut wurden.

Die mathematische Simulation von Strömungsvorgängen steckte in den Anfängen, da man einerseits noch keine leistungsfähigen Rechner hatte und andererseits die physikalischen Modelle relativ sichere Prognosen der Strömungsverhältnisse erlaubten.

Bezeichnenderweise waren es die Ozeanographen, die begannen, die NAVIER-STOKES-Gleichungen zu benutzen, um die Strömungsverhältnisse in den Ozeanen und Randmeeren zu berechnen, da sie dort nur mit hohem Aufwand Naturmessungen durchführen konnten. So entstanden die hydrodynamisch-numerischen (HN-)Modelle bei HANSEN an der Universität Hamburg. Numerische Lösungen der Bewegungsgleichungen waren jedoch in der ‚Vor-Computer‘-Zeit immer noch ein mühseliger Prozess.

Durch die rasante Entwicklung der Rechner in den späten 60er Jahren gab es bald schon relativ hoch entwickelte Modelle zur Simulation von Tideströmungen, deren Akzeptanz durch die Küsteningenieure aber noch in den Anfängen steckte, da sie mehr den ‚greifbaren‘ physikalischen Modellen vertrauten. Erst die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG geforderte und geförderte grundsätzlich vergleichende Arbeit von SÜNDERMANN und VOLLMERS mit stilisierten Ästuarformen (in: ‚Die Wasserwirtschaft‘, 1972) führte letztlich zum Verzicht auf physikalische Modelle, wenn es um die Lösung hydraulischer Probleme im Tidebereich ging.

2. Das Elbemodell mit beweglicher Sohle

Der zunehmende Verkehr mit großen Schiffseinheiten (Container und Tanker) erforderte eine entsprechende Anpassung der Wassertiefen in den Zufahrten der Häfen (z.B. Elbe und Weser). Wie bereits oben gesagt, standen Anfang der 60er-Jahre geeignete mathematische Modelle zur Simulation der durch die Vertiefung hervorgerufenen Veränderungen der Sedimenttransportverhältnisse und damit der Topografie und Bathymetrie in den Ästuaren noch nicht für die Anwendung zur Verfügung. Deswegen beauftragte das Bundesministerium für Verkehr die zu seinem Ressort gehörende Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), in ihrer Außenstelle Küste in Hamburg ein physikalisches Modell des Elbeästuars mit beweglicher Sohle zu bauen und zu betreiben, um Prognosen der nach Vertiefung zu erwartenden Änderungen zu ermöglichen. Weltweit war damals kein Beispiel eines derartigen Modells bekannt.

Nach ähnlichkeitsmechanischen Vorüberlegungen von GEHRIG (Pionier der Bundesrepublik Deutschland zur Deutung von Feststofftransportprozessen) wurden die Maßstäbe 1:800 (Längen) und 1:100 (Höhen) vorgegeben (Überhöhung 1:8). Als Modellmaterialdichte ergab sich daraus $\rho = 1,35 \text{ t/m}^3$. Dafür stand nur ein Kunststoff mit einer uniformen Körnung zur Verfügung. Davon wurden für den Modellbereich mit beweglicher Sohle 140 t benötigt. Eine beheizbare Halle von etwa 50 x 100 m beherbergte das Modell.

Auf die Probleme beim Bau des Modells, die Messgeräte, die Messwerterfassung und -auswertung kann hier nur kurz eingegangen werden. Es wurden im Wesentlichen selbstentwickelte und aus den Instituten in Chatou (Electricité de France) und Delft (Niederlande) an die speziellen Bedingungen in diesem Modell angepasste Geräte eingesetzt. Die Messwertaufnahme erfolgte automatisch; für die Auswertung stand ein Prozessrechner (VARIAN) zur Verfügung. Es ist typisch für die damalige Zeit, dass die ‚offizielle‘ Anschaffung eines Rechners nicht gestattet war. Das Gerät wurde deshalb als ‚Datenkonzentrator‘ deklariert und gekauft.

Das Modell funktionierte und wurde weltweit als gelungenes Experiment angesehen, das jedoch bei anderer Wahl der Überhöhung oder mit anderem Sohlmaterial auch hätte misslingen können. Ein Modell des Humber Ästuars (Großbritannien) im Maßstab von 1:1000/1:100 und Holzschliff (feinste Sägespäne) versagte völlig. Die richtige Wahl der Elbe-Werte wurde später durch eine Arbeit von YALIN bestätigt.

Ohne den Einsatz aller Mitarbeiter hätte das Projekt ‚Elbemodell mit beweglicher Sohle‘ nicht realisiert werden können. Stellvertretend für viele andere soll hier der Versuchsleiter E. Giese genannt werden.

3. Die Estuary Study Group

Die Schwierigkeiten bei der Beantwortung von Fragen u.a. nach dem Zusammenhang zwischen dem transportierenden Medium Wasser und dem transportierten Medium Feststoff veranlassten die Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG Anfang der 60er-Jahre an verschiedenen Universitäten Sonderforschungsbereiche (SFB) einzurichten, in denen diese Probleme untersucht werden sollten. So wurde an der Universität Hannover der SFB 79 installiert, der sich mit den Vorgängen im Küstenvorfeld und in den Ästuaren auseinandersetzen sollte. Die Auswahlkriterien für die Einzelprojekte waren sehr anspruchsvoll, selbst nach heutigem Wissensstand. Die Arbeitsmöglichkeiten wurden jedoch nach erfolgreicher Begutachtung sehr großzügig gestaltet. So wurde z.B. ausnahmsweise das Teilprojekt B2 – Feststofftransport bei Tidewellen (Leitung H. VOLLMERS) von Hannover zur BAW nach Hamburg verlegt. Dadurch wurde besonders auch das Elbemodell in die Untersuchungen einbezogen und teilweise heftig, nicht aber immer kompetent und sachlich, diskutiert.

Im Juni 1974 fand in Kopenhagen die ‚International Conference on Coastal Engineering (ICCE)‘ statt, nach wie vor das umfassendste Forum für Forschung und Praxis im Küsteningenieurwesen. Im Zuge der Vorbereitung für diese Konferenz entstand die Idee, eine Gruppe bekannter und kompetenter Kollegen nach Hamburg in die BAW einzuladen, um dort im Vorfeld der ICCE einen Workshop zum Problem „Tidal Models with Movable Bed“ zu veranstalten.

Um den Kollegen die Reiseerweiterung zu erleichtern, übernahm der SFB 79 – Teilprojekt B2 die Aufenthaltskosten in Hamburg. Dabei hat sicher auch die Attraktivität der Hansestadt Hamburg die Entscheidung des einen oder anderen zur Teilnahme beeinflusst. Die Liste der Teilnehmer (Anlage 1) enthält Namen wie Bonnefille, Bruun, Price, Partheniades, Kennedy u.a., die damals zu den bekannteren Wissenschaftlern gehörten, die sich insbesondere mit Sedimenttransport im Küsteningenieurwesen beschäftigten.

Der Workshop verlief erfolgreich; die Teilnehmer bestätigten die Seriosität dieser Art von Modelluntersuchungen und steuerten eigene Ideen zum Feststofftransport in Tideströmen bei. Das Ambiente und das den ‚coastal engineers‘ eigene Zusammengehörigkeitsgefühl führten dann zu dem Vorschlag, eine informelle Arbeitsgruppe zu gründen. In deren Rahmen sollte ein zwangloser Austausch von Erfahrungen zwischen den einzelnen Institutionen aber auch Einzelpersonen erfolgen, die sich mit Ästuarthemen aber auch generell mit dem Küsteningenieurwesen beschäftigten. So wurde die ‚Estuary Study Group (ESG)‘ geboren. Dabei mag der ‚Bad Weather Club‘ der Nordseerainer, der allerdings mehr auf Verwaltungsebene angesiedelt war, ein wenig Pate gestanden haben.

Es wurde vereinbart, dass die ESG sich jedes Jahr in einem anderen Land trifft, wobei die Organisation dem jeweiligen Ausrichterinstitut übertragen wurde. Die Teilnehmerzahl sollte möglichst auf drei Personen pro Land beschränkt werden. Um den wissenschaftlichen



Abb. 1: Treffen der ESG bei der BAW in Hamburg-Rissen, 1997

Teilnehmer (v. l.): H.-J. Vollmers (D), Hermann Christiansen (D), Bill Roberts (GB), Han Winterwerp (NL), Mindert de Vries (NL), Jens Kappenberg (D), Giovanni Cecconi (I), Javier Diez (■), Mary Kendrick (GB), Roger Salden (NL), Peter Ruland (D), Bob Kirby (GB), Nicole von Lieberman (D), Jeremy Spearman (GB), Emmanuel Partheniades (USA), Horst Schwarze (D), Robert McAdory (USA), Andreas Malcherek (D), Ricardo Petroni (ARG)

Austausch so effektiv wie möglich zu gestalten, wurde auf gedruckte Beiträge bzw. deren Veröffentlichung oder auf Vorschriften für Präsentationen verzichtet.

Dies sind sicher Hauptgründe dafür, dass die ESG auch nach mehr als 30 Jahren ein beliebtes und anerkanntes Forum für den Austausch neuer Ideen und Erfahrungen in kleinem Kreis darstellt und keine Gefahr besteht, später einmal auf ein gedrucktes ‚paper‘ festgelegt zu werden.

Inzwischen ist der Teilnehmerkreis auch auf Länder erweitert worden, die nicht unbedingt ein ‚tidal estuary‘ vorweisen können. Wenn man dabei an Italien denkt, sollte man sich daran erinnern, dass in der nördlichen Adria (Venedig) eine Drehtide mit einem Hub bis zu 0,5 m existiert, die teils halbtägigen, teils ganztägigen Charakter besitzt.

Das erste Treffen nach der Gründung sollte 1975 in Wallingford (Hydraulics Research Station) stattfinden, wurde aber aus terminlichen Gründen auf 1976 verlegt. So traf sich dann die Runde in der ersten Maiwoche in Oxford und in Wallingford, um einen bis heute andauernden Zyklus mit nur wenigen Unterbrechungen zu beginnen. Im entsprechenden Einladungsschreiben von A. Price und F. A. Hermann (Anl. 2) werden noch einmal die in Hamburg festgelegten Grundideen für die ESG unterstrichen und weiterhin die Kontakte zur ‚Waterways Experiment Station‘ der US Army in Vicksburg (Mississippi, USA) hergestellt. Im Gegensatz zu den europäischen Staaten obliegt in den USA die Verwaltung und Unterhaltung der Wasserstraßen dem ‚US Army Corps of Engineers‘. Unter der Leitung von W.

McAnally fand das Treffen von 1996 dort statt. Als Anlage 3 ist eine Liste der Teilnehmer des Treffens in Großbritannien wiedergegeben.

Die Veranstaltungen der ESG werden nicht nur von Angehörigen der Institute oder Verwaltungen, sondern auch von privatwirtschaftlich tätigen Kollegen aus dem Bereich ‚Consulting‘ besucht, wenn das jeweilige Gastland der Teilnahme zustimmt.

In Anlage 4 ist beispielhaft ein Informationsbericht von Dr.-Ing. Hermann Christiansen über das ESG-Treffen 1997 bei der BAW in Hamburg-Rissen (s. auch Abb.1) wiedergegeben. Der Verfasser dankt an dieser Stelle auch Herrn Dr.-Ing. Volker Barthel, der maßgeblich dazu beigetragen hat, dass über die ESG berichtet werden konnte.

4. A u s b l i c k

Es ist verständlich, dass sich in den mehr als 30 Jahren seit Gründung der ESG nicht nur das Teilnehmerspektrum verändert hat, sondern auch das Wissensspektrum im Bereich der Forschung und Praxis. So hat sich das Instrumentarium zur Vorhersage der Naturvorgänge mit und ohne Beeinflussung durch den Menschen erheblich erweitert. Auch wenn in den Bereichen, wo wir die physikalischen Vorgänge noch nicht genug verstehen, physikalische Modelle weiterhin eingesetzt werden, hat eindeutig eine Verschiebung zur mathematisch-numerischen Simulation stattgefunden. Das liegt auch daran, dass sich mathematische Modelle flexibler, schneller und kostengünstiger realisieren lassen. Dennoch sollte man bei allen Ergebnissen niemals die Definition eines Modells vergessen, wie sie auch im dtv-Brockhaus-Lexikon für Wissenschaft und Technik (1986) nachzulesen ist: *Darstellung, die nur die als wichtig angesehenen Eigenschaften des Vorbildes ausdrückt, um durch diese Vereinfachung zu einem übersehbaren, mathematisch berechenbaren oder zu experimentellen Untersuchungen geeigneten Modell zu kommen.*

Das heißt in anderen Worten aber auch: Man kann vieles simulieren oder vorhersagen, eine absolute Sicherheit, ob die Vorhersage eintrifft, besteht jedoch noch nicht.

Es ist zu hoffen, dass die vor über 30 Jahren geborene Einrichtung auch weiterhin aktiv bleibt und als informelles internationales Bindeglied zwischen den Fachleuten im ‚Coastal Engineering‘ für einen regen Austausch von Ideen sorgen kann.

Die zwischen 1976 und 2006 organisierten Treffen der ESG fanden in den folgenden Ländern statt: Belgien, Dänemark, Deutschland, Frankreich, Großbritannien, Italien, Mexiko, Niederlande, Norwegen, Portugal, Spanien und USA.

Anhang 1

Workshop on Tidal Models With Movable Bed June 20.–22., 1974 Organized by H.-J. Vollmers

Participants:

Gale	Australia
Smets	Belgium
Bonnefille	France
Lepetit	“
Lespine	“
Price	Great Britain
Partheniades	Greece/USA
Elias	Portugal
Oliveira	“
Swart	Netherlands
Hulsbergen	“
Bruun	Norway
Kennedy	USA
Widmer	“
Giese	Fed. Rep. of Germany
Göhren	“
Harten	“
Holz	“
Lange	“
Nasner	“
Ohlmeyer	“
Ramming	“
Reuter	“
Rohde	“
Teichert	“
Vollmer	“
Vollmers	“

During this meeting the Estuary Study Group was founded!

Anhang 2

	Department of the Environment Hydraulics Research Station Wallingford Berkshire OX10 8BA Telegrams Hvdraulics Wallingford Telephone Wallingford 0491-35381
F A Herrmann Jr Engineer, Assistant Chief Hydraulics Laboratory Department of the Army Waterways Experiment Station Corps of Engineers, PO Box 631, VICKSBURG, MISSISSIPPI, USA	<i>Please reply to The Director</i> Your reference Our reference Date 17 February 1976
Dear <i>D Herrmann</i>	
ESTUARY STUDY GROUP - MAY 1976	
Arrangements have been made to hold the first Estuary Study Group meeting at the Linton Lodge Hotel, Oxford. Full board accommodation for all delegates and conference facilities have been provisionally booked at the hotel. The meeting will commence with lunch on Monday, 3 May 1976 and conclude after morning coffee on Thursday, 6 May 1976.	
Brochures and booking forms are enclosed for you and your party. Will you please confirm immediately with the Hotel Management your room bookings. The likely cost, which is an inclusive price, is £16/day, delegate. This includes bed, breakfast, morning coffee, lunch, afternoon tea and dinner.	
An outline programme for the Group meeting has been devised which has four main subject areas:	
1. Mathematical modelling of estuaries 2. Physical modelling of estuaries 3. Field work in estuaries 4. Miscellaneous problems in estuaries	
Item 4. will cover any subject thought relevant to the understanding of estuary processes and not specifically covered by items 1, 2. and 3.	
The hotel with its conference facilities has been carefully chosen to foster an informal atmosphere and it is therefore not intended that any formal presentation of papers will take place. Participants will merely be expected to describe some of the aspects of their work on estuaries and to contribute to the discussion of problems outlined to other delegates.	
Yours sincerely	
<i>Alan Price.</i>	
W A PRICE	

Kopie der Einladung der englischen Kollegen zur 1. Sitzung der ESG nach der Gründung 1974

Anhang 3

1st Meeting of the ESG in Oxford – UK List of Delegates

E. Smets	Laboratory of Hydraulic Research, Belgium
D. Kooman	Rijkswaterstaat, Delta Service, Netherlands
M. Karelse	Delft Hydraulics Laboratory, Netherlands
E. Allersma	“
M. Davesne	Laboratoire National d’Hydraulique, Chatou, France
J. P. Lepetit	“
N. P. Elias	Laboratorio de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal
R. Warren	Danish Hydraulics Institute, Copenhagen, Denmark
F. Fredsø	Danish Hydraulic Institute, Copenhagen, Denmark
P. Bruun	Norwegian Institute of Technology, Norway
F. Herrmann	US Army Waterways Experiment Station, Vicksburgh, USA
H. Göhren	Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk, Deutschland
H. Vollmers	Bundesanstalt für Wasserbau, Deutschland
E. Giese	“
P. Holz	University of Hannover, Deutschland
W. A. Price	Hydraulics Research Station, Wallingford, UK
T. J. Weare	“
N. V. M. Odd	“
M. F. C. Thorn	“
M. W. Owen	“
C. B. Walters	“
B. V. Derbyshire	“
M. P. Kendrick*	“
P. R. Kiff	“
G. H. Lean	“
F. G. Kestner	“

* Mary Kendrick hat an den meisten Sitzungen der ESG teilgenommen. Sie hat gezeigt, dass auch Frauen gutes ‚coastal engineering‘ machen können. Thank You, Mary!

Anhang 4

Bericht über das Treffen der ESG 1997 bei der BAW in Hamburg-Rissen

1. Allgemeines

Die ESG ist eine auf Initiative von Prof. H. J. Vollmers 1974 gegründete informelle Vereinigung von rd. 20 Fachkollegen aus bis zu 13 Nationen, die überwiegend in Wasserbauinstitutionen, Hafen- und Wasserstraßenverwaltungen und Ingenieurbüros tätig sind. Einmal jährlich findet in jeweils einem anderen Land ein 3–4tägiges Treffen zum Erfahrungsaustausch über Aktivitäten zum Generalthema „Sedimenttransport in Tidegewässern“ statt.

Das diesjährige Treffen in Hamburg war nach 1983 und 1991 das Dritte in Deutschland und fand bei der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, in Rissen statt.

Finanziell gefördert wurde die Tagung vom KFKI und von Strom- und Hafenbau mit insgesamt rd. 3.000 DM.

Insgesamt 22 Fachkolleginnen und -kollegen aus Argentinien, Deutschland, England, Holland, Italien, Spanien und den USA nahmen an dem Treffen teil.

2. Behandelte Sachthemen

Die von den Teilnehmern vorgestellten und jeweils diskutierten Sachthemen sind auf der Anlage I dargestellt.

Ergänzt wurde das Fachtreffen durch geführte Exkursionen zum Container-Terminal Burchardkai und durch den Hamburger Hafen.

3. Erfahrungen/Resümee

Ziel des jährlichen Treffens der ESG ist es, durch intensive Arbeit in wenigen Tagen, eigene Arbeiten und damit verbundene Probleme vor einem relativ kleinen Kreis internationaler Experten darzustellen und aus der Diskussion Anregungen und Empfehlungen aufzunehmen.

Schwerpunkt des diesjährigen Treffens war es, Erfahrungen aus dem Zusammenwirken ingenieurmäßiger und ökologischer Aspekte zu beleuchten. Hamburg genoss dabei das „Heimrecht“ mit mehreren Vorträgen (1, 3, 4, 5 teilweise, 12) auf verschiedene Aspekte der Fahrrinnenanpassung der Elbe einzugehen. Von besonderem Interesse für die Bewertung von Problemlösungsansätzen der deutschen Teilnehmer waren dabei die Darstellungen einiger ausländischer Fachkollegen:

- Cecconi (Vortrag 7) stellte dar, dass auf der Grundlage umfassender Untersuchungen und mit Unterstützung durch das Danish Hydraulic Institute, wirksame Maßnahmen zur ökologischen Aufwertung der Lagune von Venedig und zur Sturmflutsicherung und damit zum Substanzerhalt des „Weltdenkmals“ Venedig vorgeschlagen würden. Die Umsetzung dieser Maßnahmen scheitert allerdings im Moment am Widerstand der verschiedensten Interessengruppen.

- Kendrick (8) berichtete über den zunehmenden Widerstand von Umweltschutzorganisationen der Umlagerung von belastetem Baggergut in Bereichen des Ästuars zuzustimmen, die hydrologisch und morphologisch zwar die beste Lösung darstellen (keine nachtei-

lige Resedimentation in Schifffahrtswegen), aber eine zehnfach geringere Schadstoffbelastung aufweisen. Als Kompromiss scheint eine Lösung durchsetzbar, bei der die Umlagerung nahe des Hafens durchgeführt wird, so dass mögliche Auswirkungen den Verursacher selbst treffen und weiter entfernt nur noch von zu vernachlässigender Bedeutung sind.

– Wintewerp (16) stellte bei seinen Untersuchungen in der Trübungszone der Rheinmündung fest, dass Schwebstoffkonzentrationen von max. 500 bis 600 mg/l vom Gewässer noch transportiert werden können. Bei Erhöhung der Konzentrationen z.B. durch Baggergutumlagerungen bildet sich fluid mud, der verstärkt in Ruhezonen (z.B. Hafenbecken) eindringen kann.

Andere Konferenzteilnehmer bestätigen die max. gemessenen 500 bis 600 mg/l (für die Elbe gilt der Wert auch), so dass bei Umlagerungen in Trübungszonen die Auswirkungen von fluid mud-Bildung grundsätzlich berücksichtigt werden sollten.

– Für die Wester Schade stellte de Vries (11) ein numerisches Modell vor, mit dem die Wirkungen von Gewässervertiefungen und Umlagerungen auf hydraulische und morphologische Veränderungen sowie die Auswirkungen auf Gewässergüte, Fauna und Flora beurteilt werden können.

Obwohl dieses Modell nicht in jedem Falle verlässlich „harte Zahlen“ liefern kann, stellte es nach Meinung der ESG-Teilnehmer jedoch erstmalig ein wertvolles Instrument für qualitative Bewertungen dar.

– Mit dem Vortrag von Salden (17) wurde deutlich, dass das Schelde Ästuar und das Elbe Ästuar sehr viele hydrodynamisch morphologische Ähnlichkeiten aufweisen. Zur Absicherung in der Bewertung von Maßnahmen in den jeweiligen Tideflüssen sollte ein verstärkter Informationsaustausch stattfinden.

– Kirby (18) stellte Untersuchungen vor, mit denen wirkungsvoll der Erosion von Schlickwattgebieten begegnet werden kann.

Das Ziel des Treffens, durch Informationsaustausch Problemlösungen im eigenen Verantwortungsbereich auf breiterer Wissensbasis und damit effektiver durchführen zu können, wurde auch bei der diesjährigen Zusammenkunft der ESG voll erreicht.

An dieser Stelle möchte der Unterzeichner nochmals den Dank der Konferenzteilnehmer für die finanzielle Förderung durch das KFKI und Strom- und Hafenbau aussprechen.

Dr. H. Christiansen

Bericht zum 30. Treffen der Estuary Study Group

Buenos Aires, 3.4.2006 bis 5.4.2006

E i n l e i t u n g

Anfang April 2006 fand das 30. Meeting der Estuary Study Group in Argentinien, Südamerika statt. Die Estuary Study Group ist eine informelle und internationale Vereinigung von Experten aus Universitäts- und Wasserbauinstituten, Hafenverwaltungen und Ingenieurfirmen, die sich jährlich einmal treffen, um sich speziell mit den Wechselwirkungen aus Naturprozessen und ingenieurmäßigen Eingriffen in Tidegewässern und Ästuaren zu befassen. Der Einladung von Prof. Ricardo V. Petroni, einem der bedeutendsten Experten im Bereich Wasserbau in Südamerika, folgten Mitarbeiter und Experten folgender Institutionen nach Buenos Aires:

- Consortio Venezia Nuova, Venedig, Italien
- Delft University, Delft, Niederlande
- Estudio de Ingenieria Hidraulica S.A., Buenos Aires, Argentinien
- Hamburg Port Authority, Hamburg, Deutschland
- Hidrovia S.A., Buenos Aires, Argentinien
- Hydraulic Research Wallingford, England
- Mississippi State University, Vicksburg, USA
- Ravensrod Consultants Ltd., Taunton, England
- Universidad Politecnica de Madrid, Madrid, Spanien
- Universidade de Sao Paulo, Sao Paulo, Brasilien
- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasilien
- Universität der Bundeswehr, München, Deutschland
- Water and Navigation Authority, Bremen, Deutschland
- WL | Delft Hydraulics, Delft, Niederlande.

Während der Treffen der Estuary Study Group besteht für die Teilnehmer die Möglichkeit, eigene Arbeitsansätze kritisch überprüfen zu lassen und Anregungen zur Beantwortung offener Fragen zu erhalten. Um auch zukünftig Probleme offen diskutieren zu können und einen offenen Umgang mit Fehleinschätzungen zu ermöglichen, werden für das Treffen keine Berichte gefertigt, die für Publikationen vorgesehen sind. Die folgende kurze Zusammenfassung über Themen und Inhalte des Treffens werden daher ohne Ortsbezug und Namensnennung wiedergegeben.

F a c h i n f o r m a t i o n e n

Neben dem Schwerpunktthema zur Entwicklung und Verwendbarkeit morphodynamischer numerischer Modelle, welche sich in den letzten Treffen der Estuary Study Group verstärkt gebildet hatten, wurden in dem Treffen in Buenos Aires neben allgemeinen und neuen Entwicklungen in europäischen Ästuaren, vor allem auch spezifische Problemstellungen im südamerikanischen Raum dargestellt und angesprochen.

In einem Block des Treffens haben die Entwickler von morphodynamischen numerischen Modellen neuartige Algorithmen, Methoden und physikalische Grundlagen zur Verbesserung der Simulationsgenauigkeit vorgestellt. Hierbei wurden neuartige Laborversuche

zur besseren Erfassung der Grenzschichten zwischen Boden und Wasser erarbeitet, welche auch die Möglichkeit der weiteren Entwicklung von angepassten Bodenevaluationsmodellen zulassen. Mit Hilfe der so verbesserten Modelle soll es zukünftig möglich sein, neben dem Verhalten von sandigen Fraktionen, auch das Verhalten von feinsandigen und schlickigen Sedimentfraktionen, sowie von Fluid Mud besser zu beschreiben. Die Aussagegenauigkeit dieser modifizierten Modelle ist aber noch zu überprüfen. So können Ergebnisse nur als das vertreten werden, was unter den verfügbaren Daten und sonstigen Randbedingungen optimal zu erreichen ist. Dies ist vielfach allerdings nicht durch Messungen zu überprüfen. Dazu gehören u.a. mittelfristige und insbesondere Langzeitprognosen morphodynamischer Entwicklungen. Daher müssen Anwender von Modellen, denen Ergebnisse aus Modellsimulationen vorliegen und die daraus Entscheidungen für oft sehr kostenaufwendige Maßnahmen treffen sollen, weiterhin sehr genau hinterfragen, mit welcher Sicherheit die von den numerischen Modellen errechnete morphologischen Veränderungen auch tatsächlich eintreten können.

Im zweiten Block wurden Besonderheiten, spezifische Randbedingungen und Projekte insbesondere im Bereich von Ästuaren an der südamerikanischen Atlantikküste vorgestellt. Zu beachten ist hier, dass auf Grund der Geometrie der Atlantikküste je nach Lage entlang der Küste und im jeweiligen Ästuar enorme Tidenhübe von bis zu 13 m bestehen. Auch liegen die Sedimentkonzentration und der Durchfluss vieler südamerikanischer Flüsse auf Grund der sehr großen Einzugsgebiete weit über dem europäischen Durchschnitt. So transportiert der größte südamerikanische Fluss bis zu $1,2 \cdot 10^9$ t Sedimente pro Jahr in Richtung Mündung und weist hierbei je nach Jahreszeit Oberwasserabflüsse von 100.000 m³/s bis 300.000 m³/s auf. Hieraus ist erkennbar, dass es im südamerikanischen Raum oft andersartige Problemstellungen gibt, als in Europa. Trotzdem gibt es aber auch viele Gemeinsamkeiten und auch ähnliche Probleme. So findet auch in Südamerika in einigen Bereichen eine Veränderung von sandigen zu schlickigen Sedimenten statt, welche negative Auswirkungen auf Unterhaltungsbaggerungen oder Naturschutzgebiete haben.

Schließlich wurden im dritten Block des Treffens aktuellen Entwicklungen und Probleme in europäischen Ästuaren aufgezeigt. Hier wurden Probleme mit erhöhten Baggergut-mengen in Häfen, welche am Ende eines Ästuars liegen und auf Grund von „tidal-pumping“ mit marinem Sediment beaufschlagt werden, der Einfluss von geplanten Gezeitenkraftwerken auf die Natur, der Hochwasserschutz in Ästuaren, sowie die Regulierung von Tideflüssen behandelt. Alle vorgestellten Themen wurden in der Gruppe diskutiert und Vorschläge für weitere Herangehensweisen und Untersuchungsbedarf aufgezeigt. Neben dem fachlichen Austausch fand auch noch eine Exkursion in den Deltabereich des Rio de la Plata Ästuars statt, welche den Teilnehmern Einblicke in die Prozesse und Unterhaltungsstrategien in diesem Bereich näher brachte.

F a z i t

Solange das physikalische Verständnis über den sohl-nahen Sand- und Schlicktransport noch unzureichend ist und weiterhin für die Berechenbarkeit Vereinfachungen vorgenommen werden müssen, ist davon auszugehen, dass insbesondere Ergebnisse von numerischen Simulationen langfristiger morphologischer Entwicklungen auch in Zukunft hinterfragt werden müssen. Das Treffen hat aber auch gezeigt, dass es neue Entwicklungen sowohl in der Mess- und Modelltechnik, als auch in der numerischen Umsetzung neuer Lösungsansätze gibt, so dass die Prognosefähigkeit der Modelle in Zukunft sicher verbessert werden kann.

Die Ergebnisse von unterschiedlichen Messungen in südamerikanischen und europäischen Ästuaren haben auch gezeigt, dass Ursache und Lösung von Problemen stark von der örtlichen Situation und den örtlichen Randbedingungen abhängig ist. Eine generelle Ursache oder gar Lösung von Problemen gibt es nicht und auch die Übertragung von Modellansätzen ist nicht überall gegeben. Umso mehr gilt, dass auch zukünftig Modellierer und Anwender von numerischen Modellen darüber nachdenken müssen, ob und wenn ja, wie die Rechenergebnisse der Simulationen überprüft werden können und welche Qualität die Ergebnisse haben.

Weiterhin besteht auch zukünftig die Forderung nach ausreichenden Messungen in der Natur. Hierbei ist konzeptionell gut zu überlegen, wie ein auf der einen Seite ökonomisch ausgeglichenes, auf der anderen Seite aber auch ein für die Weiterentwicklung der Modelle notwendiges Monitoring aussehen sollte. Nur so ist die komplexe Physik morphodynamischer Vorgänge besser zu verstehen. Für die physikalischen Vorgänge sind dann mathematische Formulierungen zu finden, die die Vorgänge richtig beschreiben und die auch in verfügbaren Rechenanlagen mit einem ausgewogenen Zeitaufwand verarbeitet werden können.

Dr. Hermann Christiansen und Nino Ohle

Reisebericht Konferenz Coastlines, Structures and Breakwaters 2005

Von MARKUS WITTING

Vom 20.–22. April 2005 fand in London zum achten Mal in 22 Jahren die Konferenz Coastlines, Structures and Breakwaters statt. Wie die Vorgängerkonferenzen war auch diese Konferenz geprägt von Vorträgen zur Konstruktion von Wellenbrecher- und Uferschutzkonstruktionen und den Fortschritten in deren Bemessungs- und Analysemethoden, mit einer starken Betonung praktischer Aspekte. Zum ersten Mal wurden zwei parallele Sessions angesetzt, die es erlaubten 42 Vorträge (davon 3 deutsche) zu präsentieren, wobei in einer Session praktische Fälle von konkreten Bauwerksschäden und -versagen präsentiert wurden, die zweite den Schwerpunkt auf die Entwicklung von neueren Werkzeugen für Wellenbelastung, Wellenauf- und -überlauf und der statistischen Versagensanalyse legte.

Die Vorträge zu Wellenauf- und -überlauf und Wellenbelastung zeigten, dass es zu einem verbesserten Verständnis der damit verbundenen, komplexen Prozesse und ihrer Prognosefähigkeit mit Hilfe von mathematischen Modellen und neuronalen Netzwerken gekommen ist. Die Bedeutung einer verbesserten Einschätzung der Gefährlichkeit dieser Phänomene und der Bedarf von genauen Prognoseinstrumenten wurde durch Erfahrungsberichte aus dem Vereinigten Königreich, Belgien, Italien, Deutschland, Portugal, Japan und Norwegen unterstrichen. Insbesondere der letztgenannte Vortrag illustrierte eindrucksvoll die weitreichenden Konsequenzen einer Unterschätzung des Wellenaufbaus an einem Wellenbrecher.

Die Teilnehmer dieser Konferenz kamen vor allem aus Europa, einige aus Japan und Afrika. Die Vorträge wurden nach der Konferenz in gedruckte Beiträge umgewandelt, welche die Anmerkungen der wissenschaftlichen Gutachterkommission und die in der Diskussion aufgeworfenen Fragen berücksichtigen. Die Qualität und der Informationsgehalt der Veröffentlichungen sind durch dieses Vorgehen als hoch einzustufen.

Deutsche Beiträge zur 8. Konferenz Coastlines, Structures and Breakwaters:

GRÜNE, J.: Evaluation of wave climate parameters from benchmarking flotsam levels.

KORTENHAUS, A.; OUMERACI, H.; THORENZ, F. and COLDEWEY, H.-G.: Innovative overtopping prevention measures at historical sea wall construction at Norderney.

WITTING, M.; KAISER, R.; SCHÜTTRUMPF, H. and NIEMEYER, H. D.: Use of nonlinear shallow water wave overtopping models for seawall and dyke design: validation and comparison studies.

Korrekturen zu „Die Küste“, H. 65, EAK 2002

Seite 53: Abb. A3.8, oben, Achsenbeschriftung
des Richtungsspektrums:

„ $\pm \theta$ “ statt „ $\pm \pi$ “

Seite 62, 5. Zeile von unten:

„...mit dem maximalen Wert $\sqrt{H} \cdot T$ “ statt „... $\sqrt{H} \cdot T$ “

Seite 66: „... im Bereich des Energiedichte-
maximums (Peaküberhöhungsfunktion) (-)

$$\Phi_J = \gamma^{\exp\left(\frac{-(f-f_p)^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot f_p^2}\right)} \quad (\text{s. CEM}) \quad \text{statt} \quad \text{„... } \Phi_J = \gamma^{\exp\left(\frac{f-f_p}{2 \cdot \sigma^2 \cdot f_p^2}\right)} \text{“}$$

Seite 131: Abb. A.3.54 Vertikale Beschriftung:

„Überschreitungshäufigkeit [-]“ statt „...[%]“

Seite 152: Gl. (4.2.4):

„ $Z_{98} = 1,6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p} \cdot H_S$ “ statt „ $Z_{98} = 1,6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p}$ “

Seite 152: Satz vor 5. Gleichung:

„Überschreitet die Wellenaufbauhöhe z_{98}

nach Gl. (4.2.4a) einen Wert von

$(3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S)$, so ist die Wellenaufbauhöhe z_{98} :

$z_{98} = 3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S$ (4.2.4b)“ statt ... von $(3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot H_S)$

Seite 163: unter Gl. (4.2.25):

$$\text{„} c_{\text{ref}} = 0,81 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_0}} \text{“}$$

$$\text{statt „} c_{\text{ref}} = 0,81 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s \cdot L_0}} \text{“}$$

Seite 180: „Prozentsatz der Druckschläge

$$P_i (\%) = \exp \left[-2 \left(\frac{H_{bc}}{H_{si}} \right)^2 \right] - \exp \left[-2 \left(\frac{H_{bs}}{H_{si}} \right)^2 \right] \cdot 100\% \text{“}$$

statt „... $P_i (\%) = \exp [\dots - \exp [\dots] \cdot 100\%]$ “

Seite 181: Abbildung links

„ h' “ statt „ h_f' “

Seite 181: „ θ = Wellenangriffswinkel bezogen auf die Normale zur Küstenlinie“

Ergänzung: „Der Wellenangriffswinkel θ sollte um bis zu 15° senkrechter angesetzt werden, um Unsicherheiten in der Bestimmung auszugleichen“

Seite 182: „ ρ_w = Dichte des Seewassers [t/m^3]“ statt „...[kg/m^3]“

Seite 182: Auftriebsdruck

$$p_u = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \theta) \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_D \quad \text{statt } p_u = \dots (1 + \cos \beta) \dots$$

Seite 182: Drehmoment um die Caisson-Hinterkante
„...und die Auftriebskraft F_u entstehen folgende Drehmomente [kNm/m]“

statt „... F_u [kNm/m]“

Seite 182: Drehmoment um die Caisson-Hinterkante

$$M_{F_h} = \frac{1}{6} \cdot (2p_1 + p_3) h'^2 + \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_4) h' R_C + \frac{1}{6} \cdot (p_1 + 2p_4) R_C^2$$

statt „ $M_{F_h} = \dots + \dots h' R_C^2 + \dots$ “

Seite 183: Abbildung: Die auf der rechten Seite (Landseite) des Bauwerks angetragene Druckverteilung sowie die zugehörige Kraft F_{h-} entsteht auf der linken Seite (Seeseite) beim Auftreten eines Wellentals

Seite 185: (a) Mauer seewärts der Uferlinie in Abbildung:

$$p_{stat} = \rho \cdot g \cdot d_w \quad \text{statt } p_{stat} = \rho \cdot g \cdot d_{w1}$$

Seite 185: (b) Mauer landwärts der Uferlinie in Abbildung:

$$F_{wo} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w2}^2 \quad \text{statt } F_{wo} = \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w2}$$

$$F_{Stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w2} \cdot \left(1 - \frac{x_2}{x_A}\right)^2 \quad \text{statt } F_{Stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w2}^2$$

unter Abbildung:

$$F_w = F_{wo} + F_{Stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w2}^2 + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w2} \cdot \left(1 - \frac{x_2}{x_A}\right)^2$$

statt „ $F_w = \dots + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w2}$ “

Seite 187: letzte Zeile:
„(siehe Oumeraci et al., 2001)“

statt „(siehe Abb. A.4.3.12)“

Hans-Joachim Stigge (1947 – 2004)



Am 25. September 2004 verstarb nach schwerer Krankheit in Rostock Diplom-Physiker HANS-JOACHIM STIGGE im 57. Lebensjahr. Mit dem Hinscheiden des langjährigen Leiters des Wasserstandsdienstes Rostock des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie erlitt die deutsche Meereskunde einen herben Verlust.

Am 23. Dezember 1947 in Teterow als viertes Kind seiner aus Ostpreußen stammenden Eltern geboren, war HANS-JOACHIM STIGGE seiner mecklenburgischen Heimat zeitlebens eng verbunden. Seit 1956 in Rostock ansässig, durchlief er bis 1966 die Schulausbildung und legte in Rostock das Abitur in dem naturwissenschaftlichen Zug der Erweiterten Oberschule ab. Die letzten Schuljahre waren mit einer Berufsausbildung als Maschinenbauer verbunden, die er in der Rostocker Neptunwerft absolvierte. In der Abiturzeitung formulierte der immer auch politisch Interessierte in lustiger Weise, was viele Jahre sein ernstes Lebensmotto war: „*Doch niemals darfst du so tief sinken, den Kakao, durch den man dich zieht, auch noch zu trinken*“. Der feinsinnige Humor blieb sein Kennzeichen durch das ganze Leben. Im gleichen Jahr 1966 bezog er die Universität Rostock, um Physik zu studieren. Dieses Studium kam den Neigungen und Fähigkeiten des begeisterten Schachspielers sehr entgegen und verlief in allen Phasen erfolgreich. Die Befassung mit Problemen der Festkörperphysik in der mit „Sehr gut“ bewerteten Diplomarbeit blieb jedoch nur eine Episode. Das Studium beendete er im Sommer 1971.

Unmittelbar anschließend startete der junge Physiker seinen beruflichen Werdegang als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Warnemünder Wasserstands- und Eisdienst der damaligen Wasserwirtschaftsdirektion Küste, allerdings unterbrochen durch den Grundwehrdienst 1973/74. In seiner Berufstätigkeit konnte er seine Fähigkeiten als Physiker, den so gern ausgeübten Tauchsport und seine Liebe zur Heimat gut miteinander verbinden. Mit den ihm übertragenen Dienstaufgaben war der im Team bald geachtete und beliebte neue Mitarbeiter

rasch vertraut. Seine Interessen und Überlegungen gingen über die Fragen der Sturmflutvorhersage hinaus und berührten insbesondere die Problematik der Ursachen des Schwankungsspektrums des Ostseewasserstandes und der Zusammenhänge von Pegeländerungen in entfernten Teilen dieses Meeres. Verdienste erwarb er sich auch durch die Einführung der modernen Rechentechnik in die Praxis des Dienstes. Er wurde 1982 mit der Leitung der Außenstelle „Wasserstandsdienst“ in Warnemünde der Abteilung Meteorologisch-hydrologische Analyse bei der WWD Küste betraut.

Im Schriftenverzeichnis findet man aus dieser Zeit nur die Arbeit über die Nullpunkt-korrektur der DDR-Pegel (mit dem Zusatz zum Titel, dass der Beitrag im Auftrag der WWD publiziert wird). Der sensible Wissenschaftler verzichtete darauf, seine Manuskripte den oft kleinlichen Verbesserungen und Bevormundungen der WWD-Leitung auszusetzen. Diese Abstinenz legte er nach 1990 gründlich ab. Sein Wesen war aber jederzeit durch Zurückhaltung und persönliche Bescheidenheit gekennzeichnet.

Der in seiner Berufstätigkeit erfolgreiche und persönlich integre H.-J. STIGGE wurde nach Herstellung der Einheit Deutschlands zunächst als Angestellter, dann als Beamter in den Dienst des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie übernommen. Sein Arbeitsgebiet blieb im Kern gleich. Hervorzuheben ist sein erfolgreiches Bemühen, die neuen Möglichkeiten für die hochmoderne technische Ausstattung des Wasserstandsdienstes zu nutzen. Die wissenschaftliche Produktivität wurde nun auch nach außen deutlich. Er bekam Gelegenheit, von ihm erzielte Arbeitsergebnisse auf großen wissenschaftlichen Tagungen im Ausland vorzutragen und zu diskutieren. Unter anderem konnte er die wichtige Frage klären, in welchem Maß Starkwind über dem der Küste unmittelbar vorgelagerten Seegebiet den Hochwasserstand beeinflusst. Immer wieder beschäftigten ihn Fragen, wie solare und großräumige terrestrische Faktoren sich in der Vielzahl der Wasserstandsschwankungen der Ostsee bemerkbar machen. Ihn interessierten aber auch die Hydrodynamik der Bodden an der vorpommerschen Küste sowie die Problematik der künftigen Entwicklung des mittleren Wasserstandes der Ostsee unter den Bedingungen eines möglichen Klimawandels. Wesentliche Ergebnisse seiner Untersuchungen und Überlegungen konnte er noch in dem zusammenfassenden Werk „Die Wasserstände an der Ostseeküste“, das er mit herausgegeben und verfasst hat, niederlegen.

H.-J. STIGGE war noch nicht im Zenit seiner wissenschaftlichen Schaffenskraft angekommen, man hätte noch manche wertvolle Erkenntnis von ihm erwarten können. Seine weiteren Interessen waren weitgespannt und erstreckten sich auf verschiedene Gebiete der Kunst und besonders der Literatur und Musik. Er setzte sich auch aktiv für Erhaltung und Wiederaufbau Rostocker Kirchen ein. Seit 1972 verheiratet, war die Familie mit den drei Kindern sein Lebensmittelpunkt.

Mit seinem frühen Tod beklagen wir nicht nur den Verlust eines befähigten und erfahrenen Wissenschaftlers, sondern auch den eines wertvollen, vielseitig gebildeten Menschen, den alle, die ihn kannten, nicht vergessen werden.

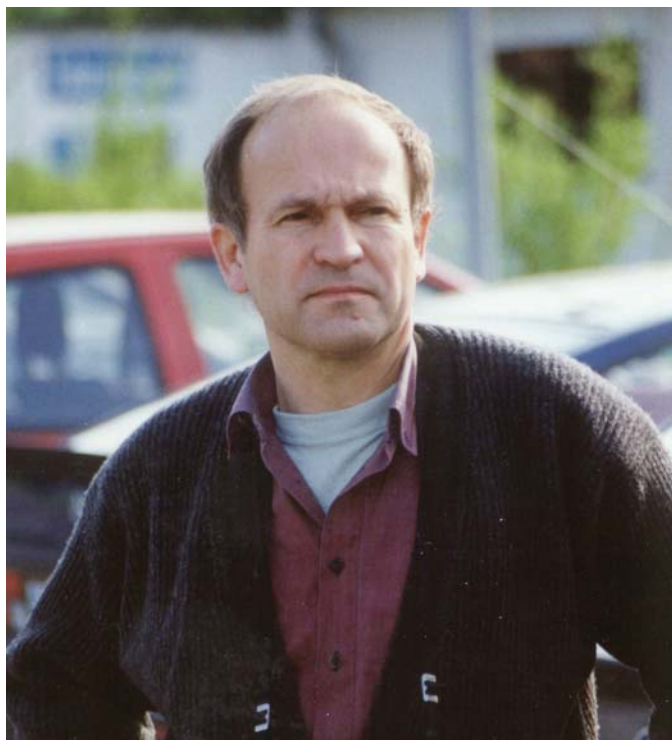
Unter Mitarbeit von Henning Baudler, Peter Hupfer, Wolfgang Lange, Ines Perlet sowie von weiteren Freunden und Mitstreitern

Otto Miehleke, Warnemünde

Schriftenverzeichnis H.-J. Stigge

- 1989: – „Nullpunktkorrektur für alle DDR-Küstenpegel“. Beitr. z. Meereskd., H. 60, 53–59
- „Der Wasserkörper Bodden und seine Hydrodynamik“. Schriftenreihe Meer und Museum Nr. 5, Stralsund, 10–14
- 1991: – „The correlation between two watergauges as an indicator of hydrodynamics in the Western Baltic. Contribution to the UNESCO-Workshop „STORM ’91“, Hamburg, 19–23
- 1993: – „Sea level change and high-water probability on the German Baltic coast. Contribution to the UNESCO Workshop „SEA CHANGE ’93“, Amsterdam, 19–27
- 1994: – „Akzeleration und Periodizität des säkularen Meeresspiegelanstiegs an der mecklenburgischen Küste“. Dt. Hydrogr. Z. 46, 255–261
- „Die Wasserstände an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns“. Die Küste, H. 56, 1–24
- „Zur Häufigkeit von Extremwasserständen an der deutschen Ostseeküste. Teil I: Sturmhochwasser“. Spezialarb. a. d. Arb.gr. Klimaforschung d. Humboldt-Univ., Nr. 8, Berlin, 23 S. (mit C. Baerens, P. Hupfer, H. Nöthel)
- 1995: – „Zur Häufigkeit von Extremwasserständen an der deutschen Ostseeküste. Teil II: Sturmniedrigwasser“. Spezialarb. a. d. Arb.gr. Klimaforschung d. Humboldt-Univ., Nr. 9, Berlin, 23 S. (mit C. Baerens, P. Hupfer, H. Nöthel)
- „Forecasting Baltic Storm Surges by Throwing Dice“. Dt. Hydrogr. Z. 47, 313–318
- „The Local Effect of Storm Surges on the Baltic Coast“. Contribution to the UNESCO Workshop HYDROCOAST ’95, Bangkok, 130–137
- 1996: – „Was man über Sturmfluten wissen sollte“. In: Dokumentation der Sturmflut vom 3. und 4. November 1995 an der Küste Mecklenburgs und Vorpommerns. Hrsg. vom Ministerium für Bau, Landesentwicklung und Umwelt Mecklenburg-Vorpommern, Rostock, 17–19
- Dokumentation der Sturmflut vom 3. und 4. November 1995 an der Küste Mecklenburg und Vorpommerns. Staatliches Amt für Umwelt und Natur Rostock. Rediecke & Schade, Rostock, 86 S. (mit D. Weiss, S. Biermann u.a.)
- „Der Wasserstandsdienst Mecklenburg-Vorpommerns in der 2. Hälfte des 20. Jahrhunderts“. Bundesamt f. Seeschifffahrt und Hydrographie, Rostock, 362 S. (unveröff.)
- 1997: – „Meeresspiegelanstieg der südwestlichen Ostsee in Vergangenheit und Zukunft. In: Boedeker, D. u. Nordheim, H. v. (Hrsg.): Naturschutz und Küstenschutz an der deutschen Ostseeküste. Schriftenreihe für Landschaftspflege und Naturschutz (Bundesamt für Naturschutz), H. 52, 13–16
- 2000: – „Zyklen in den Differenzen täglicher mittlerer Wasserstände zwischen nördlichen und südlichen Ostseepegeln. Die Küste, H. 62, 30–36 (mit B. Broman und I. Perlet)
- 2003: – „Die Wasserstände an der Ostseeküste. Entwicklung – Sturmfluten – Klimawandel“. Die Küste, Nr. 66 (Sonderheft), 331 S. (mit P. Hupfer, J. Harff, H. Sterr u.a.)

Dietrich Franz Friedrich Weiss (1939–2005)



Nach langem schweren Leiden verstarb am 14. Mai 2005 Dr.-Ing. DIETRICH FRANZ FRIEDRICH WEISS, kurz vor Vollendung seines 66. Lebensjahres. Wir verlieren in ihm einen Küstenschutzexperten, der sich in den vier Jahrzehnten seines Wirkens in vielfacher Weise um den Schutz der Ostseeküste zwischen Trave und Swine verdient gemacht hat.

Geboren wurde DIETRICH WEISS am 23. Mai 1939 in Breslau. Er wuchs als Vertriebener und Halbwaise unter materiell sehr schwierigen Umständen auf. Große menschliche Nähe zu seiner Mutter, eine gute technische und künstlerische Begabung sowie eine sehr ausgeprägte Willensstärke waren jedoch sein Rüstzeug für die bevorstehende, sehr geradlinige Berufslaufbahn. Nach dem Abitur 1957 in Halberstadt und dem Studium der Ingenieurwissenschaften in Weimar (1963) führte ihn seine erste Arbeitsstelle nach Stralsund in die Wasserwirtschaftsdirektion Küste, wo er als Mitarbeiter für Küstenschutz das Betätigungsfeld gefunden hatte, dem er bis zu seinem Ableben treu geblieben ist. DIETRICH WEISS, der ursprünglich Hochbau studiert hatte, wurde dann im Jahre 1976 mit einer Dissertation auf einem wasserbaulichen Spezialgebiet an der TU Dresden zum Doktor-Ingenieur promoviert.

Wichtige Arbeitsgegenstände von DIETRICH WEISS seien hier kurz chronologisch erwähnt: das Asphalttraudeckwerk Vitte, die T-Buhnen in Dranske, die verschiedenen Systeme freistehender Wellenbrecher, das Küstenschutzsystem Streckelsberg sowie der mit viel Engagement betriebene Bau eines künftigen Sperrwerks in Greifswald Wieck. Dabei war für DIETRICH WEISS die fachliche Arbeit immer das Primäre. Er verrichtete sie mit viel Anstrengung, großem Fleiß, enormer Ausdauer und peinlicher Akkurateste. Die Maßstäbe, die er an andere, speziell aber an sich selbst anlegte, waren sehr hoch. Die Anerkennung für diese Mühen war zu sozialistischen Zeiten, die er als bedrückend empfand, eher gering. Um so

mehr begrüßte er die politische Wende, die ihm den ersehnten Kontakt zu Fachkollegen aus den alten Bundesländern brachte. In dieser Zeit, also relativ spät, fand er dann auch die erhoffte geachtete Stellung und Anerkennung.

Als Einzelkämpfer für Küstenschutz eingestellt, schaffte er es nach zähem Bemühen, diesem Bereich mehr Gewicht zu geben und konnte so 1975 die Gruppe „Technischer Küstenschutz“ gründen. Diese kleine Struktureinheit ging dann später in der deutlich größeren und wichtigeren Abteilung Küste auf, die er als Leiter über alle Strukturreformen und auch über die politische Wende 1989–90 bis zu seinem Ausscheiden 2002 erhalten konnte. Die Formung dieser Abteilung und ihre inhaltliche Ausgestaltung gehören zu den wichtigsten Verdiensten von DIETRICH WEISS, die bis heute fortwirken. Damit war es ihm gelungen, die wissenschaftlichen Erkenntnisse und den Erkenntniszuwachs mit der Praxis des Küstenschutzes zu verbinden, ja zu einer Einheit werden zu lassen. Die fachliche Basis dafür war – und das war ein Novum – ein interdisziplinärer Ansatz, der die Grenzen der reinen Ingenieurwissenschaft verließ und Ingenieurdenken mit geomorphologischen, physikalischen und anderen naturwissenschaftlichen Erkenntnissen zu einer neuen Gesamtheit verschmolz. Diese Einheit führte zu einer naturnahen Küstenschutzphilosophie, die in weiten Teilen den Gegensatz zwischen Küstenschutz und Naturschutz schwinden ließ und Nachhaltigkeit verwirklichte, bevor dieser Begriff überhaupt erfunden wurde.

Als Vermächtnis von DIETRICH WEISS werden wir dieses Gedankengebäude bewahren und fortentwickeln.

Birger Gurwell, Mai 2005