

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

HERAUSGEBER:
KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Heft 53 – 1992

DRUCK UND KOMMISSIONSVERLAG:
WESTHOLSTEINISCHE VERLAGSANSTALT BOYENS & CO. HEIDE I. HOLST.

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0618-2

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

DAMMSCHNEIDER, HANS-JOACHIM, Dr., Rothenbaumchaussee 7, 2000 Hamburg 13; DETTE, HANS-HENNING, Akad.-Dir. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51A, 3300 Braunschweig; FÜHRBÖTER, ALFRED, o. Prof. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51A, 3300 Braunschweig; HOFSTEDE, JACOBUS, Dr. rer. nat., Peter-Hansen-Str. 68, 2300 Kiel; JENSEN, JÜRGEN, Prof. Dr.-Ing., Postfach 10 12 40, Universität GH Siegen, 5900 Siegen; LASSEN, HORST, Dipl.-Ing., Alte Rabenstr. 30, 2000 Hamburg 13; MÜGGE, HANS-ECKART, Dipl.-Ing., Baumwall 3 Hamburg 11; NASNER, HORST, Prof. Dr.-Ing., Hochschule Bremen, Neustadtswall 30, 2800 Bremen 1; OSTERTHUN, MANUELA, Dipl.-Ing., Kollenrodtstr. 21, 3000 Hannover 1; Partenscky, HANS-WERNER, Prof. Dr.-Ing. Dr. phys., Nienburger Str. 4, 3000 Hannover 1; SCHÖNFELD, WOLFGANG, Dipl.-Oz., Bernhard-Nocht-Str. 76, 2000 Hamburg 4; SCHÜLLER, ANDREAS, Dr. rer. nat., Am Weyersberg 9, 5569 Mehren; SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing., Dalmannstr. 1, 2000 Hamburg 11; ZHU, JUNWEN, Dr.-Ing., Nienburger Str. 4, 3000 Hannover 1

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.

Vorsitzender: Ministerialrat Gerhard Krause, Archivstr. 2, 3000 Hannover 1

Geschäftsführer: Dr.-Ing. HEINZ WISMER, Hindenburgufer 247, 2300 Kiel.

Schriftleiter: Dr.-Ing. HARALD GÖHREN, Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

LASSEN, HORST, Dipl.-Ing. SIEFERT WINFRIED, Prof. Dr.-Ing. Zur Windstauentwicklung in der südöstlichen Nordsee	1
DAMMSCHNEIDER, HANS-JOACHIM, Dr. Der Untereibe-„Salzkeil“ – Eine morphodynamische Bewertung	29
FÜHRBÖTER, ALFRED, o. Prof. Dr.-Ing. DETTE, HANS-HENNING, Akad. Dir. Dr.-Ing. Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt	51
NASNER, HORST, Prof. Dr.-Ing. Sedimentation in Tidehäfen	127
OSTERTHUN, MANUELA, Dipl.-Ing. ZHU, JUNWEN, Dr.-Ing. PARTENSKY, HANS-WERNER, Prof. Dr.-Ing. Dr. phys. Analyse und Simulation von Vorlandveränderungen an der deutschen Nordsee- küste	171
JENSEN, JÜRGEN, Prof. Dr.-Ing. MÜGGE, HANS-ECKART, Dipl.-Ing. SCHÖNFELD, WOLFGANG, Dipl.-Oz. Analyse der Wasserstandsentwicklung und Tidedynamik in der Deutschen Bucht . .	211
SCHÜLLER, ANDREAS, Dr. rer. nat. HOFSTEDE, JACOBUS, Dr. rer. nat. Untersuchungen über die Morphodynamik im Wattgebiet der inneren Deutschen Bucht (Abschlußbericht des KFKI-Projektes MORAN, Teil II)	277

Zur Windstauentwicklung in der südöstlichen Nordsee

Von HORST LASSEN und WINFRIED SIEFERT

Zusammenfassung

Die vorliegende Untersuchung beschäftigt sich mit dem Problem der Windstauentwicklung in der südöstlichen Deutschen Bucht während der Sturmfluten vom 24. und 25. November 1981. Die grundlegenden Voraussetzungen für diese Analyse sind die im Seebereich im KFKI-Programm DEBEX 1981 (Deutsche-Bucht-Experimente) aufgezeichneten November-Sturmfluten durch Hochseepiegel und die aus dem KFKI-Programm „Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee – säkularer Trend und Verhältnisse um 1980“ – vorliegenden mittleren Tidewasserstände mit den dazugehörigen mittleren Tidekurven, u. a. auch für die DEBEX-Hochseepiegel. In Verbindung mit den Daten zahlreicher Küstenpegel ist es damit erstmals möglich, großflächige Zusammenhänge zwischen dem Windstau auf See und dem im Küstenbereich aufzuzeigen. Mit diesem Bericht werden die vom BMFT geförderten KFKI-Projekte zur Tideentwicklung in der südöstlichen Nordsee abgeschlossen (s. Die Küste: H. 42, 1985; H. 44, 1986; H. 50, 1989 und H. 52, 1991).

Bei dem Wettergeschehen vom 24. und 25. November 1981 (u. a. Windstärken 8–10 Bft. aus 270° und 300°) zeigen die Windstau-Kennlinien, daß die Windstauverhältnisse (Stau örtlicher Pegel zum Stau am Pegel Helgoland-Binnenhafen)

- im Tiefwasserbereich der südöstlichen Deutschen Bucht nahe um den Faktor 1 liegen, also fast konstant sind. Damit scheint es denkbar, den seawärtigen Windstau näherungsweise durch den Windstau am Pegel Helgoland-Binnenhafen zu charakterisieren;
- im Flachwasserbereich des Küstenvorfeldes durch die Topographie und den Küstenverlauf nachhaltig beeinflusst werden. Die Windstauhöhen zeigen hier eine deutlich differenzierte Zunahme zur Küste hin. So werden z. B. in Büsum und am Eidersperrwerk gegenüber dem Tiefwasserbereich Kennwerte $> 1,6$ erreicht, d. h., der örtliche Windstau ist in diesem Zeitraum um etwa 60 % größer als der Helgoländer Stau;
- ihre maximalen Werte im Tiefwasserbereich und im angrenzenden Küstenvorfeld etwa 2 bis 3 Std. nach Niedrigwasser erreichen. Unmittelbar an der Küste kann dieser Zeitpunkt früher oder später bedingt durch örtliche Einflüsse eintreten. Er liegt aber auf jeden Fall vor Hochwasser;
- den theoretischen Ansatz – Windstauhöhe umgekehrt proportional zur Wassertiefe – bei Wilhelmshaven absolut nicht verifizieren. Die Besonderheit dieser örtlichen Windstau-Kennlinie kann z. Z. nur als regionaler Effekt gedeutet werden.

Summary

The following study is concerned with the wind surge development during the November 24–25, 1981 storm surges in the German Bight. The basic prerequisites for this analysis are the offshore tidal records taken in the context of the KFKI experiment DEBEX 1981 and the mean tidal water levels and their associated tidal curves (also for the above mentioned tidal gauges) determined within the KFKI program “Mean Tidal Levels in the Southeast Region of the North Sea – Secular Trends and Conditions Around 1980”. Using additional data gained from numerous tidal gauges, it has, for the first time, been possible to show the interrelationship between the large scale offshore wind surge and that in the near shore area. This is the final report of the BMFT sponsored projects on the tidal movements in the southeast region of the North Sea (see “Die Küste”, Vol 42, 1985; Vol 44, 1986; Vol 50, 1989 and Vol 52, 1991).

The wind surge characteristics during the November 24–25 storm surge (wind strength 8–10 Bft. from 270° and 300°) show the following differences at the local tide gauges and the tide gauge Helgoland-Binnenhafen):

- approximately a factor 1 for the deep water reach, i.e. nearly constant. It therefore appears reasonable to characterise the wind surge by that at the Helgoland-Binnenhafen tide gauge;
- a significant influence in the near shore area based on the topography and the coastal conditions. The wind surge heights show significant local increases towards the coast. For example, at Busum and the Eider Dam the factor is 1.6 compared with the offshore regions, i.e. the local wind surge is approximately 60 % higher than the Helgoland surge;
- the maximum values in the offshore and near shore coastal regions were reached 2 to 3 hours following low water. This time lag can be modified in both directions at the coast due to local effects. The maximums occur, however, in any case before high water;
- the theoretical result that the wind surge is inversely proportional to the water depth could not be verified. The wind surge time history can at the moment only be attributed to regional effects. Naturally, these thoughts on wind surge development are in part subjective. This study can not claim to be complete, since the available data are not sufficient to determine the precise causal relationships between water surge elevations, wind duration and strength. Only local interpretations are possible. It is, therefore, extremely important for storm surge research that the conclusions related to wind surge be further developed and rounded based on additional measurements and analysis.

I n h a l t

1. Einführung	2
2. Bisherige Messungen und Analysen	4
3. Ermittlung von Windstau-Kennlinien	8
4. Ergebnisse	11
5. Schriftenverzeichnis	28

1. Einführung

In der vorliegenden Abhandlung werden Windstauuntersuchungen auf der Basis der hohen Sturmfluten vom 24. und 25. 11. 1981 in der südöstlichen Deutschen Bucht vorgestellt; mit deren Hilfe werden frühere Aussagen zum Windstau in diesem Bereich erweitert, um ein besseres Bild von dessen Entwicklung vor der Küste zu gewinnen.

In der deutschsprachigen Fachliteratur sind für diesen Meeresbereich und das angrenzende Küstenvorfeld der südöstlichen Nordsee nur wenige Dokumentationen von Daten über die Einwirkung des Windes – besonders bei Herbst- und Winterstürmen – auf die Höhe der mittleren Meeresoberfläche und den daraus resultierenden Windstau zu finden. Gerade die Erfassung dieses bisher als weitgehend gezeitenunabhängig angesehenen unperiodischen Anteils an den Wasserstandsschwankungen mit seinen dominierenden Merkmalen ist eine wichtige Informationsgrundlage für Sturmflutprognosen und die Ermittlung von Bemessungswasserständen für Küstenschutzmaßnahmen. Bis heute wird das Fehlen konkreter Windstaukenntnisse im freien Meer dadurch überwunden, daß bei Windstauanalysen von beobachteten Wasserständen an Küstenpegeln und theoretischen Überlegungen ausgegangen wird. Jüngste Erfahrungen aus den Sturmfluten von 1962 und 1976 mit extremen Wasserständen zeigen aber, daß allgemeines Interesse an der Verfügbarkeit von Windstauwerten für die Nordsee vorliegt, um die Vorhersagemöglichkeit für zu erwartende Sturmfluthöhen in der Küstenregion effizient weiterzuentwickeln.

Der Windstau steht in engem Zusammenhang mit meteorologischen Einflüssen, wobei neben Luftdruckschwankungen, Wasser- und Lufttemperaturänderungen der Wind je nach Richtung und Stärke die bedeutendste Einflußgröße auf die Höhe des örtlichen Wasserstandes ist. Die Topographie des Meeresbodens, lokale Gezeitenwirkungen und Fernwellen können

die Windstauwirkung noch zusätzlich meßbar beeinflussen. Hier wird der Windstau als Summe all dieser Erscheinungen definiert.

Für die Bestimmung des Windstauanteils am Verlauf einer Sturmflut gibt es keine eindeutige Festlegung. Unterschiedliche Vorgehensweisen zur Ableitung des Windstaus aus der Windstaukurve führen zu abweichenden Ergebnissen:

Die sog. Windstaukurve wird gebildet als Differenzkurve

- zwischen der eingetretenen und der für dieselbe Zeit vorausberechneten astronomischen Tide*; sie enthält damit alle Abweichungen von derjenigen Gezeit, die die astronomischen und topographischen Einflüsse einschließt (meist von Ozeanographen und vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie [BSH] verwendet), oder
- zwischen der eingetretenen und der für diese Zeit vorausberechneten mittleren Tide (in Gebieten mit relativ kleinen astronomisch bedingten Ungleichheiten). Diese enthält damit zusätzlich zu den obengenannten auch noch astronomische Anteile, im wesentlichen die halbmonatlichen und täglichen Ungleichheiten (meist von Küsteningenieuren, auch vom Sturmflutwarndienst des Strom- und Hafengebäudeamt Hamburg [HT] verwendet). Die Bezeichnung Windstaukurve ist also in beiden Fällen nicht korrekt. Da der Windstau einfluß jedoch der dominierende ist, ist sie zu vertreten. Neutral wäre aber die in der Ozeanographie gebräuchliche Bezeichnung „Wasserstandsresiduum“.

Die südöstliche Nordsee ist wegen ihrer geringen Spring- und Nippabweichungen eines der ganz wenigen Gebiete auf der Erde, die zur Verwendung mittlerer Tidekurven geeignet sind. Hier ist dann das HT-Verfahren einfacher anzuwenden, mit dem der Windstau mit ausreichender Aussagefähigkeit reproduziert werden kann. Die so definierten Differenzkurven enthalten sämtliche Abweichungen der natürlichen Tide von einer langjährigen mittleren Tide. Es liegt damit nahe, alle Einflüsse gemeinsam zu berücksichtigen, da nur das Gesamtergebn sämtlicher Abweichungen vom Gleichgewichtszustand der mittleren Tide interessiert.

Die mittlere Tide als langjähriges Mittel unterliegt im Laufe der Zeit geringfügigen Änderungen. Da diese jedoch verhältnismäßig klein sind, ist es bei der Ermittlung der Windstaukurven nicht entscheidend, über welchen Zeitraum die mittleren Tiden gebildet werden. Mindestens 5 Jahre empfehlen sich allein deshalb, um kurzfristige Einflüsse auszuschalten (siehe dazu SIEFERT und LASSEN, 1985, und LASSEN, 1990).

Wesentlich erweiterte Informationen zum Windstau ergeben sich aus der Interpretation von Windstau-Kennlinien (SIEFERT und LASSEN, 1985). Die Höhe des Windstaus ist theoretisch in erster Näherung bei gleichem Wind umgekehrt proportional zur Wassertiefe zu erwarten, d. h., der Windstau wäre dann über die Tide im freien Meer konstant, während er im Flachwasserbereich vor den Küsten von der Wassertiefe beeinflusst wird. Somit ergeben sich in dieser Zone örtlich stark voneinander abweichende Windstaucharakteristika. Mit Hilfe von Windstau-Kennlinien lassen sich diese speziellen Unterschiede deutlich darstellen. Die Windstau-Kennlinie wird als Funktion relativer, etwa phasengleicher Änderungen an einer Station A zu einem Referenzpegel B berechnet. Die Kennlinie über die Tidedauer wird dann zu

$$K(t) = \frac{W(t), A}{W(t), B}$$

Die bisher veröffentlichten Windstau-Kennlinien im Küstenvorfeld der deutschen Nordseeküste für 12 Pegel zeigen in diesem Flachwasserbereich im Verlauf gewisse Ähnlichkeiten,

* Dabei ist zu bedenken, daß im allgemeinen nicht der *Tideverlauf*, sondern nur die *Scheitelwerte* vorausberechnet werden.

aber auch stärkere Abweichungen (SIEFERT und LASSEN, 1985). Weiter weist der Kennlinienverlauf darauf hin, daß hier $K(t)$ weit mehr als durch die Wassertiefe durch

- die Topographie der Umgebung
- die örtlichen Strömungsverhältnisse
- die Stromkenterzeiten

bestimmt wird.

Die vorhandenen Windstauanalysen für die südöstliche Nordsee beziehen sich – wie bereits angedeutet – fast ausschließlich auf Datenkollektive von Küstenpegeln bzw. auf Modellrechnungen. Diese Informationen reichten aber bisher zur Beschreibung der Windstaustruktur im freien Meer nicht aus. Die wenigen verfügbaren Windstauwerte im Meeresbereich lassen nur eine grobe Charakterisierung der wirklichen Verhältnisse zu. Gerade solche Meßergebnisse werden aber mit hinreichender Genauigkeit benötigt, um für den seewärtigen Bereich die örtlichen Windstauhöhen bei unterschiedlichen Starkwinden darstellen zu können und zu präzisieren.

Das Problem ist die Gezeitenerfassung im Tiefwasserbereich. Die einzige Methode, um hier die Tideverhältnisse nachzuvollziehen, ist z. Z. durch die Gezeitenregistrierung von Hochseepiegeln gegeben. Sie bieten die beste Möglichkeit, Gezeitenschwankungen zu erfassen und für die wissenschaftliche Interpretation bereitzustellen. Hochseepiegel sind Druckpegel: Am Meeresgrund wird der Gesamtdruck der über dem Druckaufnehmer liegenden Wassersäule plus Luftdruck registriert. Aus fortlaufenden Druckänderungen lassen sich nach Korrektur von Luftdruck, Salzgehalt und Wassertemperatur örtliche Wasserstandsverhältnisse ableiten. Im vorliegenden Fall darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß im offenen Seegebiet keine Beziehung zur NN-Höhenebene besteht. Um aber die Vergleichbarkeit von Wasserstandshöhen zwischen verschiedenen Hochsee-Pegelstationen herzustellen, bedarf es einer Referenzfläche. Geht man von der Vorstellung aus, daß der mittlere Meeresspiegel (MSL) oder das mittlere Tidemittelwasser (MTmw) im freien Meer in erster Näherung der physikalisch definierten Bezugsfläche der Nivellementshöhen entsprechen, so hat man die für die Gegenüberstellung von Meereshöhen benötigte Bezugsfläche. Von maßgebender Bedeutung ist es daher, daß Hochseepiegel im Meßzeitraum (ca. 3 Monate) auch genügend mittlere Tiden aufzeichnen, um aus diesem Datenkollektiv im Vergleich zu einem Bezugspegel (z. B. Helgoland mit ganzjähriger Tideaufzeichnung) die für die Meßperiode gültige MSL-Höhe abzuleiten. Verkannt werden dürfen auch nicht Schwierigkeiten, die besonders in den Wintermonaten bei Hochsee-Pegelmessungen in der Gezeitenerfassung sowie bei der anschließenden Datenaufbereitung und – bedingt durch die Bereichsgröße – in nicht raum- und zeitdeckenden Meßkampagnen auftreten. Diese Tatsachen, die eine Hochsee-Pegelmessung erschweren, sind wohl Gründe, warum es bis heute nur eine einzige Auswertung solcher Daten, und zwar von TOMCZAK (1953), gibt.

2. Bisherige Messungen und Analysen

Im Rahmen seiner Untersuchungen über die Einwirkung des Windes auf den mittleren Wasserstand an der Westküste Schleswig-Holsteins, zwischen Ems und Elbe und in der Deutschen Bucht für die Wasserstandsvorhersage und den Sturmflutwarndienst des BSH wurden von TOMCZAK (1953) außer den vorhandenen Küstenpegeln auch Hochseepiegel im Seegebiet der südöstlichen Nordsee in der Zeit vom 15. 2. bis 15. 3. 1951 eingesetzt. Die Positionen der ausgelegten Hochseestationen und der stationären Pegel sind in Abb. 1 eingetragen. Diese Arbeit enthält somit die erste geschlossene Messung und Auswertung einer

großen Anzahl von Hochsepegeln. Aus dem vorliegenden Beobachtungsmaterial und unter Zugrundelegung eines mittleren Wasserstandes als Höhenbezugsebene für Hochseedaten vergleicht TOMCZAK die Windstaukurven untereinander. Abschließend kommentiert er u. a. die Ergebnisse seiner Windstauauswertungen im Seebereich. Die Übereinstimmung der Kurven in ihrem allgemeinen Verlauf ist erstaunlich. Weiter hat der Verlauf der Windstaukur-

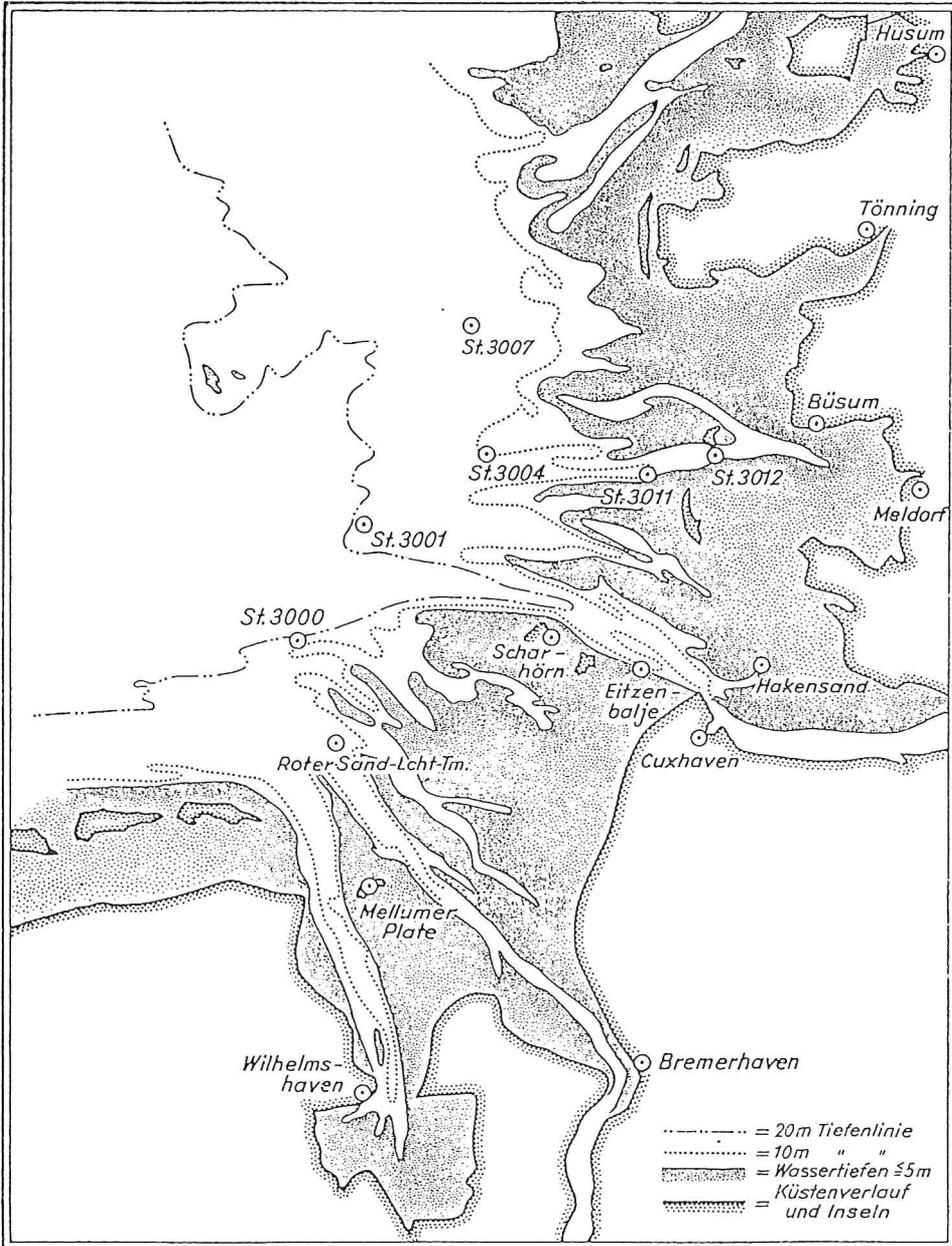


Abb. 1. Übersichtskarte der Meßstationen von TOMCZAK (1953)

ven gezeigt, daß der erste Anstieg des mittleren Wasserstandes beim Aufkommen aufländiger Winde diesen ohne Verzögerung folgt. Der Betrag der Erhöhung entspricht der jeweiligen Stärke und Richtung des Windes in der mittleren und südlichen Nordsee und den topographischen Gegebenheiten der Deutschen Bucht (Küstenverlauf und Wassertiefe). TOMCZAK weist auch nach, daß die Topographie des Meeresgrundes Einfluß auf die Stauhöhe hat: Der Stau an den Küstenstationen nimmt schneller zu als an den Stationen im tiefen Wasser. Nach Erreichen des Windstaumaximums ändert sich der Stau wieder gleichmäßig. Bei abnehmendem Stau macht sich ein stärkeres Fallen bei den Küstenstationen bemerkbar, was im Sinne einer Nivellierung des mittleren Wasserstandes auch erwartet werden muß.

Obwohl diese Ergebnisse erstmals die Darlegung wesentlicher Windstaumerkmale im freien Seebereich eröffneten, fehlen Angaben zum Windstau bei Sturmfluten, da im Meßzeitraum nur ein einzelner erhöhter Wasserstand von 1,5 m aufgetreten ist.

Damit erlangen die im DEBEX-Programm 1981 (Deutsche-Bucht-Experimente) des KFKI (siehe WIESE, 1982) u. a. von Küsten- und Hochseepegeln aufgezeichneten hohen Sturmzeiten vom 24. und 25. 11. 1981 besondere Bedeutung, weil sie es erstmals ermöglichen, großflächige Windstauverhältnisse in der südöstlichen Nordsee von der See bis zur Küste zusammenhängend zu dokumentieren.

Im Rahmen des angegebenen Programms sind von Helgoland aus in Richtung Osten (Eiderstedt) und nach Süden (Wangerooge) neun Aanderaa-Hochseepegel ausgelegt worden. Fünf dieser Hochseestationen – Jadetonne, Schlüsseltonne, Helgoland-Süd, Helgoland-Nord und Steingrund-Nordost – zeichneten ebenso wie die für diese Betrachtung herangezogenen stationären Pegel – Bengersiel, Wangerooge-West, Wilhelmshaven-Alter Vorhafen, Helgoland-Binnenhafen, Leuchtturm Alte Weser, Cuxhaven-Steubenhöft, Leuchtturm Großer Vogelsand, Büsum, Blauort-Norderpiep und Eidersperrwerk – die o. g. Sturmflut auf (Abb. 2).

Da für alle benannten Pegel – Küsten- wie Hochseepegel – mittlere Tidekurven aus dem KFKI-Programm „Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee – säkularer Trend und Verhältnisse um 1980“ vorliegen (LASSEN und STEFERT, 1992), bot es sich an, nach der in Kap. 1 genannten Methode aus der Informationsfülle und Komplexität der Daten individuelle Windstaukurven für die Sturmzeiten am 24./25. 11. 1982 (Nr. 147 und 148 des Hamburger Sturmflutverzeichnisses*) abzuleiten.

Bei der weiteren Betrachtung darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß die Windstauanalyse aus einer über zwei volle Tidephasen gelaufenen Sturmflut die Charakteristik nur zu diesem Zeitpunkt – ohne Anspruch auf zu große Verallgemeinerung – wiedergeben kann. Wegen der Fülle der zu klärenden Detailfragen zu diesem Thema ist es durchaus wünschenswert, weitere gründliche theoretische und praktische Untersuchungen durchzuführen, um über diese erste vorliegende Einzelaussage hinaus noch weitere Erkenntnisse über die Windstaustruktur im südöstlichen Nordseebereich hinsichtlich ihres Informationsgehalts bei unterschiedlichen meteorologischen Verhältnissen zu erhalten. Detailliert sollte untersucht werden, in welcher Weise Starkwindlagen in einem großräumigen Windfeld – besonders infolge plötzlicher Richtungsänderungen – die Höhe der Wasseroberfläche beeinflussen.

Wie sich die Windstauhöhe eines Ortes über den Tidezyklus entwickelt, läßt sich anschaulich über die Windstaukurve darstellen. Die in Abb. 3a zusammengestellten Windstaukurven der Sturmzeit 147 von Helgoland-Binnenhafen, Büsum, Cuxhaven, Wilhelmshaven und Bengersiel vermitteln einen ersten Eindruck über die regional stark abweichenden

* Diese Nummern werden im folgenden häufig verwendet. Das Verzeichnis ist verfügbar in der Bücherei des Amtes Strom- und Hafenausbau.

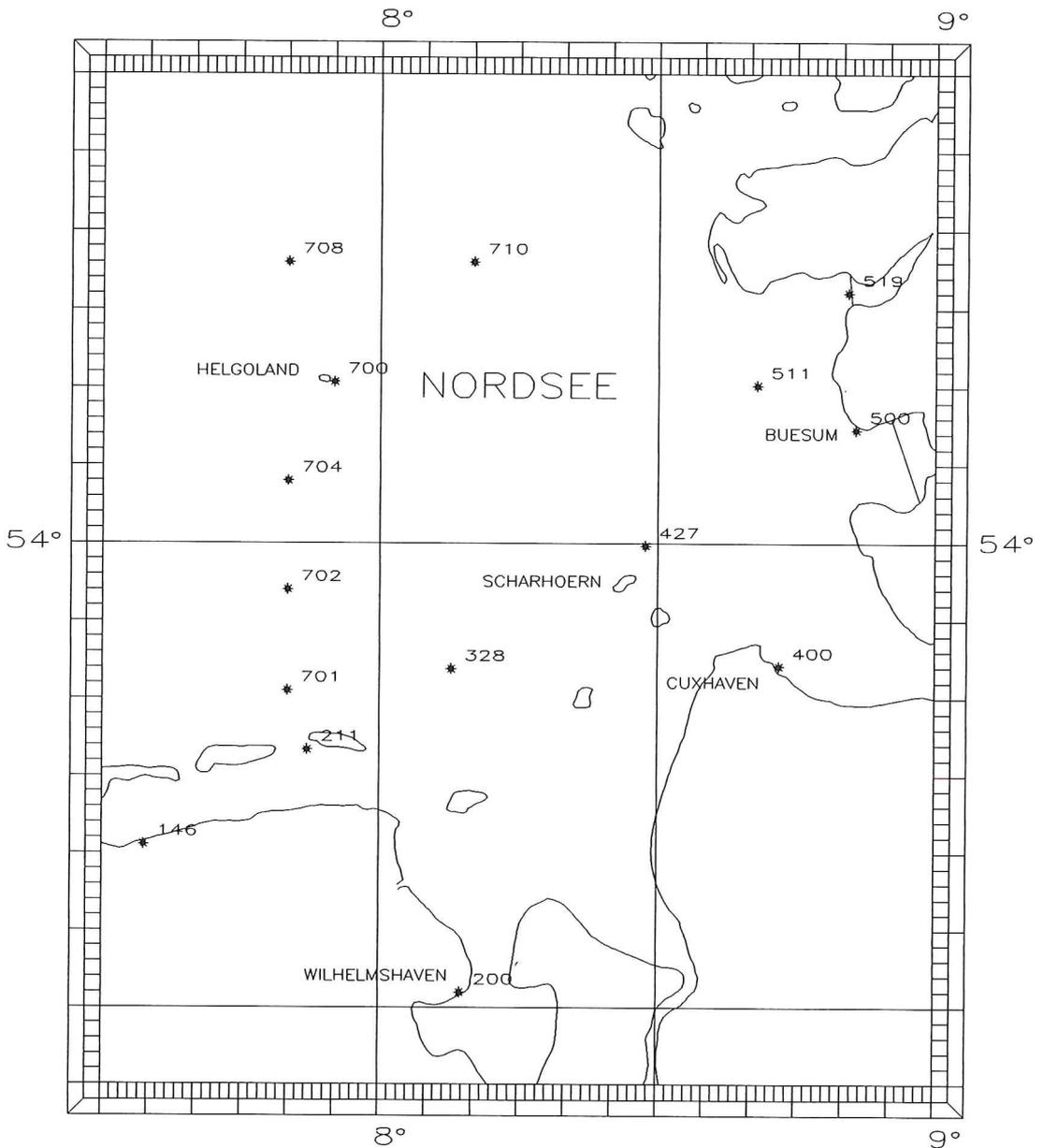


Abb.2. Übersichtskarte der 1981 verwendeten Stationen. (Nummern der Stationen nach „Die Küste“, H. 52, 1991)

146 = Benseniel, 200 = Wilhelmshaven-Alter Vorhafen, 211 = Wangerooge W, 328 = LT. Alte Weser, 400 = Cuxhaven-Steubenhöft, 427 = LT. Gr. Vogelsand, 500 = Büsum, 511 = Blauort, 519 = Eidersperrwerk, 700 = Helgoland, 701 = Jadetonne, 702 = Schlüsseltonne, 704 = Helgoland-S, 708 = Helgoland-N, 710 = Steingrund-NO

Windstauhöhen im Untersuchungsgebiet bei annähernd gleichbleibender Windrichtung und -stärke. Danach kann die Helgoländer Windstauhöhe aufgrund der gleichmäßigen Windstaukurvenform in erster Näherung als konstant angenommen werden. An den anderen Küstenorten zeigt sich dagegen deutlich der zunehmende Einfluß von Topographie und abnehmender Wassertiefe auf die zeitgleichen Windstauhöhen und damit auf den unterschiedlichen Verlauf der Windstaukurven. Aus Abb. 3a und Tab. 1 ist ersichtlich, daß der Windstauanteil in Büsum und in Cuxhaven am Morgen des 24. 11. 1981 größer ist als in Wilhelmshaven und Benseniel. Zum Nachmittag gleichen sich die maximalen Stauhöhen der vier Küstenorte an und zeigen in der folgenden Sturmflut 148 eine abnehmende Stautendenz von näherungsweise 1 m. Am Morgen des 25. 11. 1981 ist der Küstenstau noch etwa 30 cm höher als bei Helgoland (Abb. 3b). Interessant sind hier die Windstaukurven von Wilhelmshaven. Die stark divergierenden Windstauhöhen geben diesen beiden Kurven einen oszillierenden Verlauf, in dem die Extreme deutlich hervortreten. Sie können z. Z. nur als Naturerscheinung bei Starkwinden gedeutet werden.

Tabelle 1. Windstaumaximum und Windstauminimum der Sturmfluten 147 und 148 mit ihren prozentualen Stauabweichungen gegen Helgoland

	Morgens Windstau				Nachmittags Windstau	
	max cm	%*	min cm	%*	max cm	%*
Helgoland	267	0	228	0	240	0
Büsum	402	+50	279	+22	351	+46
Cuxhaven	353	+32	267	+17	312	+30
Wilhelmshaven	302	+13	168	-26	328	+36
Benseniel	302	+13	228	0	312	+30

* prozentuale Stauabweichungen gegen Helgoland

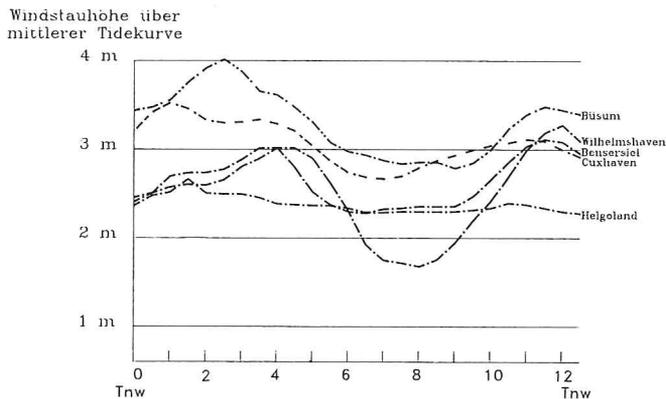
3. Ermittlung von Windstau-Kennlinien

Für die Vorgehensweise bei jetzigen und zukünftigen Analysen spielt der Bezugsort bei der Gegenüberstellung der Wasserstandshöhen eine wichtige Rolle, um die Windstaucharakteristik erkennen und quantifizieren zu können und möglichst die Beschreibung der Sturmflut vom freien Meer bis zur Küste zu erfassen. Im vorliegenden Fall wurde der Pegel Helgoland-Binnenhafen aufgrund seiner geographischen Lage als Referenzpegel für die Windstauanalyse gewählt.

In Anlehnung an die Auswertemethode des Strom- und Hafenbau Hamburg sind für jeden Pegel zur Ermittlung zeitgleicher Windstauverhältnisse für die Sturmfluten 147 und 148 je 26 halbstündliche Tidewerte von T_{nw} bis T_{nw} ermittelt worden. Das Datenmaterial ist so aufbereitet, daß die in der Praxis vorkommenden Unzulänglichkeiten

- Abweichung der vorausgerechneten astronomischen T_{nw} -Zeit zum 26. Halbstundenwert (hier $\leq 10^m$)
- in den Pegelaufzeichnungen
- bei der Konstruktion einer mittleren Tidekurve
- durch integrale Erfassung von Fernwellen und Eigenschwingungen des Meeres bei den Darstellungen der Windstaukurven für die Bestimmung der Windstau-Kennlinien ohne

Sturmtide 147



Sturmtide 148

Abb 3a

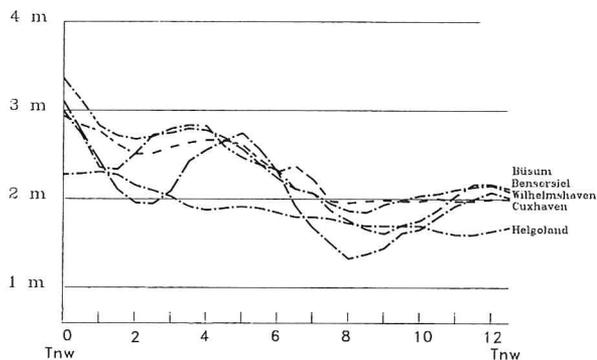


Abb 3b

Abb. 3. Windstaukurven vom 24./25. 11. 1981 (Sturmflut-Nr. nach dem Hamburger Verzeichnis)

nennenswerten Einfluß sind. Eine empirisch entwickelte Genauigkeitsanalyse aus den vorliegenden Informationen und denen von SIEFERT und LASSEN (1985) sowie die entsprechende Sachkenntnis geben eine erste gute Näherung zur Genauigkeit dieses Verfahrens. Danach ist für die Windstauergebnisse mit realistischen Unsicherheiten um $\pm 5\%$, im Extremfall mit $\pm 10\%$ zu rechnen; wobei jedoch vorausgesetzt wird, daß bei diesem Konzept zur Bestimmung der Windstau-Kennwerte die Windstauhöhe bei Helgoland mehr als einen Meter betragen sollte.

Die Windstauentwicklung ist im wesentlichen von der maßgebenden Windrichtung und -stärke abhängig. Der vom Wind erzeugte Stau ist in etwa dem Quadrat der Windgeschwindigkeit proportional, wobei der Einfluß der Windrichtung in den Proportionalitätsfaktor eingeht. Die im Diagramm (Abb. 4) dargestellten Windrichtungen und -stärken geben die Verhältnisse der im Untersuchungsgebiet zentral gelegenen Windmeßstation auf der Insel Scharhörn vom 24./25. 11. 1981 mit halbstündlichen Mittelwerten wieder. Auffällig sind die verhältnismäßig stabilen Werte der genannten meteorologischen Größen. Vereinfachend können daher die Windrichtungen für die Sturmtiden 147 und 148 mit 270° und 300° bei Windstärken zwischen 8 und 10 Bft. in diese Analyse eingeführt werden. Diese Tatsache

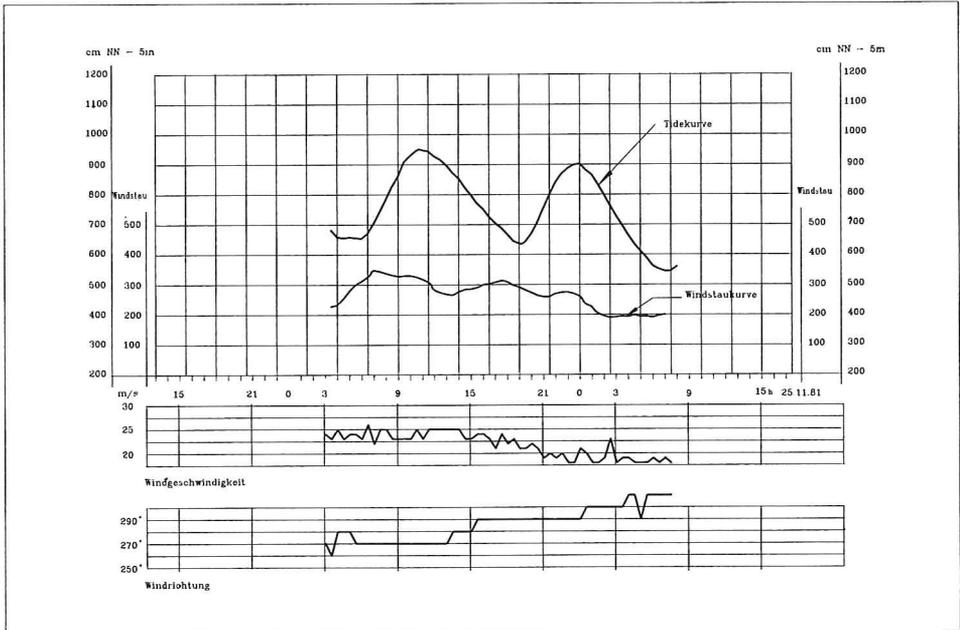


Abb. 4. Tide- und Windstaukurven Cuxhaven mit Windgeschwindigkeit und Windrichtung Scharhörn am 24./25. 11. 1981

kommt der Sachaussage insofern entgegen, da kurzfristige windrichtungsspezifische Aspekte – z. B. können geringe Änderungen in der Windrichtung (Frontdurchgänge) einen Vorzeichenwechsel im Stau bewirken – bei dieser Betrachtung außer acht bleiben können. Ein solcher Idealfall kommt in der Natur sehr selten vor.

Im Seegebiet der südöstlichen Nordsee mit Wassertiefen zwischen 20 m und 45 m ist die Windstauentwicklung bisher nur in groben Zügen bekannt (s. o.). In diesem Zusammenhang ist es für die vorliegende Windstauanalyse sicherlich als glücklicher Umstand zu betrachten, daß verschiedene See- und Küstenpegel während der Meßperiode zum DEBEX-Programm 1981 die Entwicklung der Sturmtiden 147 und 148 großflächig erfaßt und aufgezeichnet haben. Die Ergebnisse zeigen für die seewärtigen Pegel Helgoland-Binnenhafen (Abb. 5), Jadetonne (Abb. 6), Schlüsseltonne (Abb. 7), Helgoland-Süd (Abb. 8), Helgoland-Nord (Abb. 9), Steingrund-Nordost (Abb. 10) und Leuchtturm Alte Weser (Abb. 11) einen Ablauf der jeweiligen Sturmtidekurve, der näherungsweise höhenversetzt dem der mittleren Tidekurve, auch in den maximalen Scheitelbereichen, entspricht. Mit der Schraffur zwischen dieser und der mittleren Tidekurve für Nr. 147 wird der Windstau in den Darstellungen hervorgehoben.

Wie die Ergebnisse der Tab. 2 zeigen, besteht im freien Meer zwischen den mittleren Stauhöhen (Mittel aus 26 halbstündlichen Windstauhöhen über den Tidezyklus) mit den dazugehörigen Standardabweichungen kein signifikanter Unterschied. Die im Verhältnis gegenüber den anderen Pegeln größere Standardabweichung bei Nr. 147 am Pegel Jadetonne deutet auf die Abhängigkeit des Windstaus in Küstennähe schon von geringeren Schwankungen bei westlichen Starkwinden hin.

Der gleichmäßige, aber abweichende Höhenverlauf der seewärtigen Sturmtidekurven (die Kurve 148 ist tiefer als die andere) ist auf die nachlassende Windstärke am Nachmittag des

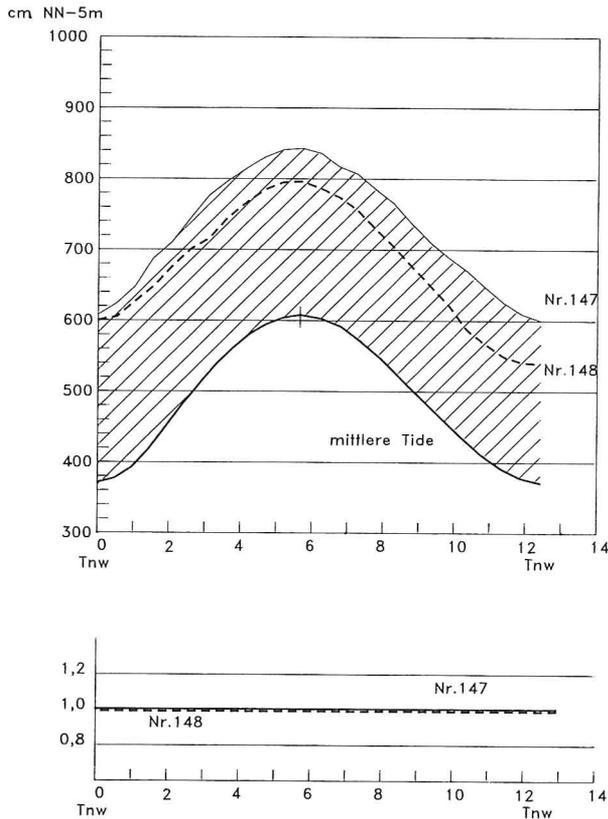


Abb. 5. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Helgoland-Binnenhafen (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

24. 11. 1981 zurückzuführen und nicht auf die Drehung der Windrichtung von 270° nach 300° . Nach den unbedeutenden Abweichungen zwischen den mittleren Windstau-Kennwerten 147 und 148 im seewärtigen Bereich der südöstlichen Nordsee (Tab. 2) ist in diesem Fall zu vermuten, daß die Windstaustruktur hier dem großräumigen Wettergeschehen ohne ein spezifisches Windrichtungskriterium folgt.

4. Ergebnisse

Um die relativen Formänderungen des Windstaus von See bis zur Küste darzustellen, erhalten die Windstau-Kennwerte für den Pegel Helgoland die Größe 1. So lassen sich aus den tidephasengleichen Quotienten Windstau (A)/Windstau Helgoland-Binnenhafen prozentuale Windstauabweichungen zu Helgoland berechnen.

Die Charakterisierung des Windstaus über die Windstau-Kennlinien im Verhältnis zu dem von Helgoland läßt bei den Seepegeln keine signifikanten Unterschiede erkennen (Tab. 2). Der Windstau an den seewärtigen Pegeln beträgt nach den vorstehenden Ausführungen erwartungsgemäß ca. 95 % bis 105 % des Windstaus am Pegel Helgoland. Dieser Tatsache ist insofern besondere Bedeutung beizumessen, weil es damit möglich erscheint, den seewärti-

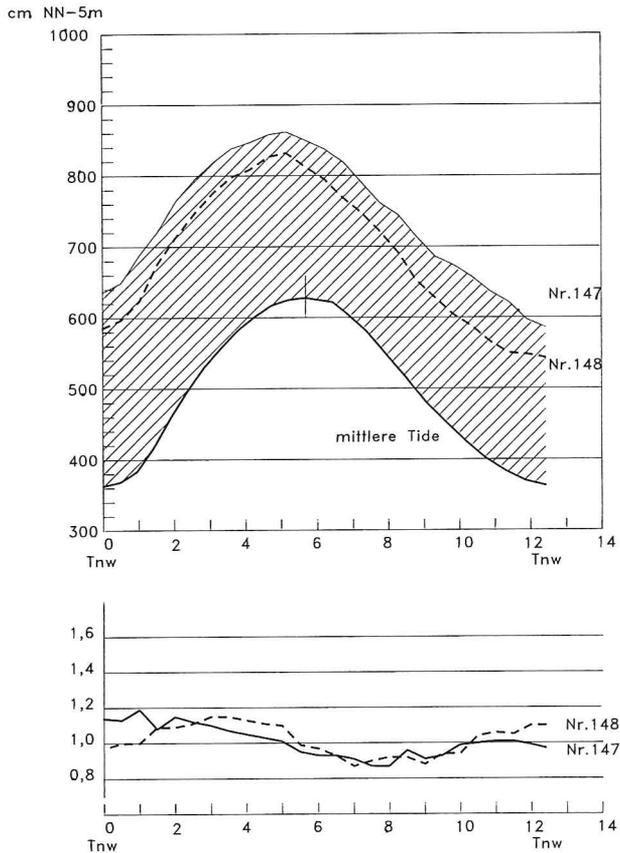


Abb.6. Sturmtiden Nr.147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Jadetonne 7 (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

gen Windstau vereinfachend durch den Windstau von Helgoland-Binnenhafen zu beschreiben. Die Bestimmung einer gültigen formelmäßigen Aussage über diese Abhängigkeit muß verschoben werden, solange keine weiteren Ergebnisse direkter Windstaumessungen vorliegen.

Bei abnehmender Wassertiefe im Flachwasserbereich vor und an der Küste wird die geographische Lage mit der dazugehörigen topographischen Situation zu einem wichtigen Parameter für die Ableitung der Windstauhöhe. Die Wassertiefe, die im Seegebiet keinen dominierenden Einfluß auf die Windstauhöhe hatte, wirkt hier auf die Mächtigkeit der windbewegten Wasserschicht von Ort zu Ort unterschiedlich. Diese Beziehung kommt bei den Küstenpegeln Wangerooge-West (Abb.12), Benersiel (Abb.13), Wilhelmshaven-Alter Vorhafen (Abb.14), Cuxhaven-Steubenhöft (Abb.15), Leuchtturm Großer Vogelsand (Abb.16), Büsum (Abb.17), Blauort-Norderpiep (Abb.18) und Eidersperrwerk (Abb.19) durch Formabweichungen zwischen Sturmtidekurve und mittlerer Tidekurve und damit durch Formänderungen der Windstau-Kennlinien gegen die offene See (Helgoland) zum Ausdruck, wobei die Tatsache, daß sich Windstau und Tide gegenseitig beeinflussen, deutlich wird.

Die Pegel Wangerooge-West (Abb.12) und Benersiel (Abb.13) geben mit ihren Wind-

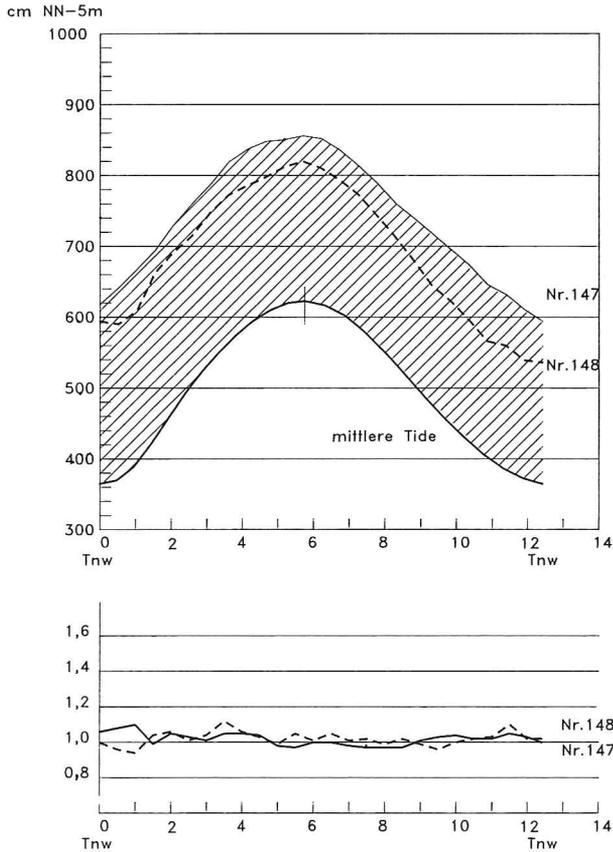


Abb. 7. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Schlüsseltonne (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

stau-Kennlinien Hinweise zum regionalen Sturmflutablauf im östlichen Wattgebiet Ostfrieslands zwischen Wangerooge und der Küste. Die Linien deuten hier auf eine differenziert andere Stauentwicklung als bei Helgoland hin: An beiden Orten treten die Kennlinienmaxima mit 1,28 bzw. 1,48 fast zeitgleich zur Tidephase 4 Std. nach astronomisch Tnw ein. Die Kennlinien 148 verlaufen höher als die anderen. Daher ist zu vermuten, daß sich die Drehung der Windrichtung auf WNW am 24. nachmittags auf Füll- und Entleerungsvorgänge der großen Wattflächen zwischen Küste und Inseln zusätzlich auswirkt und zu einem höheren Anstau führt. Das Windstau maximum erreicht um Wangerooge 299 cm und bei Bengersiel 321 cm. Der Anstieg der maximalen Windstauhöhen beträgt bei den beiden Sturmfluten vom seewärtigen Bereich bis Wangerooge bis zu rd. 25 % und bei Bengersiel bis zu rd. 45 %. Dagegen ergibt sich für die mittleren Windstauhöhen (Tab. 2) ein solcher bis zu den Inseln von knapp 10 % und an der Küste von rd. 20 %. Dies drückt aus, daß bei Bengersiel die Sturmidekurven gegenüber der mittleren Tidekurve deformiert sind, für Wangerooge-West zwischen den Kurven dagegen eine annähernd höhenversetzte Übereinstimmung festgestellt werden kann.

Interessant ist die Windstauentwicklung der November-Sturmfluten 1981 am Pegel Wilhelmshaven-Alter Vorhafen. In Abb. 14 sind die nach der o.g. Berechnungsmethode

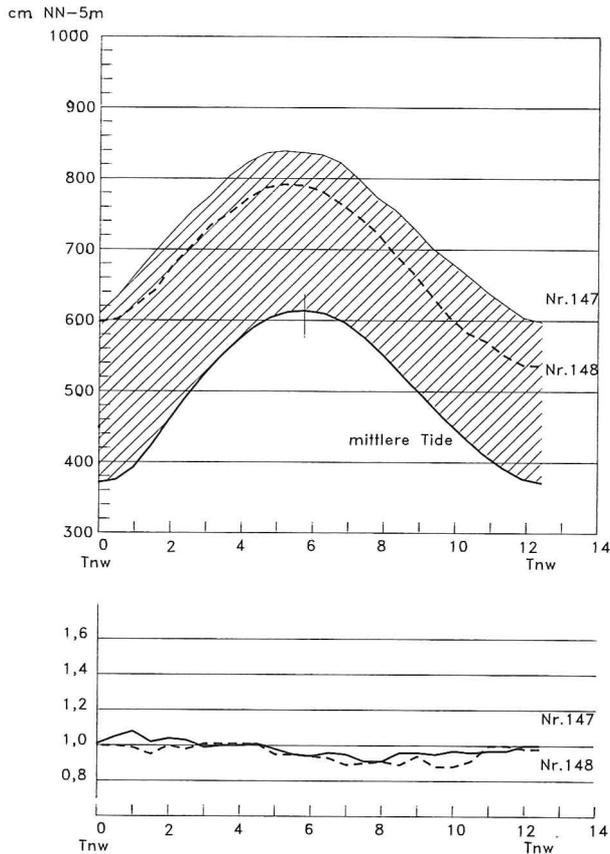


Abb. 8. Sturmzeiten Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Helgoland-Süd (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

ermittelten Windstauwerte graphisch dargestellt. Auch hier hat die Windstauentwicklung offensichtlich einen anderen Trend als im offenen Meer. Am Ausgang des Jadebusens sind die Einflüsse auf die Windstauentwicklung so vielschichtig verknüpft, daß die Kurvenverläufe vom Windstau 147 und 148 weder untereinander noch mit dem der mittleren Tidekurven übereinstimmen. Die nahezu sinusförmige Abwicklung der Windstau-Kennlinie mit ausgeprägten Minima und Maxima verdeutlicht diesen Trend. Bezeichnend ist aber das Windstauverhältnis gegen die offene See (Helgoland). Das starke Abfallen und Ansteigen der Windstau-Kennlinien mit einem Minimum von 0,75 und einem Maximum von 1,43 deuten auf Unterschiede in den Windstauhöhen zwischen Küste und der See hin. Dieser erkennbare unterschiedliche Windstauereffekt bei Starkwinden aus W bis WNW wird offensichtlich regional verursacht und hat seine Ursachen in der Abhängigkeit der Stauhöhen von Windrichtung und -geschwindigkeit sowie in der Tidebeeinflussung durch die Topographie des Küstenvorfeldes und durch die Geometrie des Jadebusens bei WSW- bis WNW-Winden und in Änderungen der Gezeitenströme. Dies ist insbesondere deshalb eine sichere Aussage, weil die seewärtigen Windstauverhältnisse gegen Helgoland nur um wenige Prozent schwanken. Trotz nachlassender Windstärke während der stauwirksamen Windrichtung aus WNW verzeichnet das Windstauverhältnis 148 teilweise eine Zunahme gegenüber der vorhergehenden

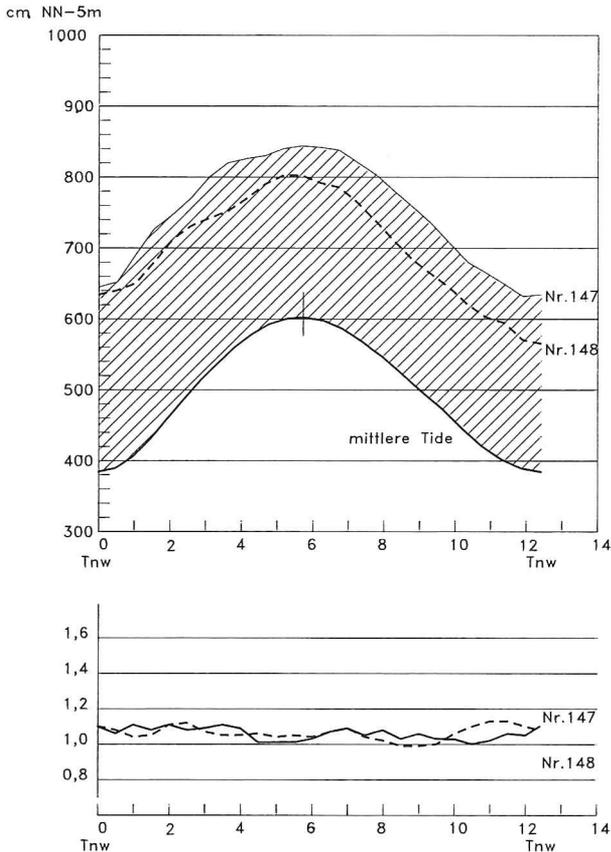


Abb. 9. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Helgoland-Nord (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

den Sturmtide, d. h., der Windstau baut sich hier langsamer ab als auf der See. Im Gegensatz zu dem bisher Gesagten zeigen die Wilhelmshavener mittleren Windstauhöhen und Kennwerte für die Sturmtiden 147 und 148 bemerkenswerterweise keine bedeutsamen Abweichungen gegen die seewärtigen Mittelwerte (Tab. 2).

Im Gebiet der Elbmündung mit seinen stark strukturierten Wattflächen geben die Sturmtideaufzeichnungen der Pegel Cuxhaven-Steubenhöft unmittelbar an der Küste (Abb. 15) und Leuchtturm Großer Vogelsand im Küstenvorfeld (Abb. 16) einen interessanten Einblick in die Windstauentwicklung vom Tiefwasserbereich über das Küstenvorfeld bis zur Küste bzw. in das Ästuar:

Die Sturmtidekurve am Leuchtturm Großer Vogelsand läuft noch etwa parallel zur mittleren Tidekurve. Dagegen ist bei den Cuxhavener Linien durch küstenspezifische Einflüsse auf die Windstauhöhen keine Übereinstimmung zu finden. An beiden Orten entspricht der unterschiedliche Höhenverlauf der Kurven 147 und 148 eher dem Nachlassen der Sturmstärke am Nachmittag des 24. und nicht so sehr der stauwirksamen Windrichtungsänderung nach WNW.

An beiden Stationen weichen die Windstau-Kennlinien 147 und 148 nicht erheblich voneinander ab. Teilweise überschneidet sich sogar der Linienverlauf. Trotz Abnahme der

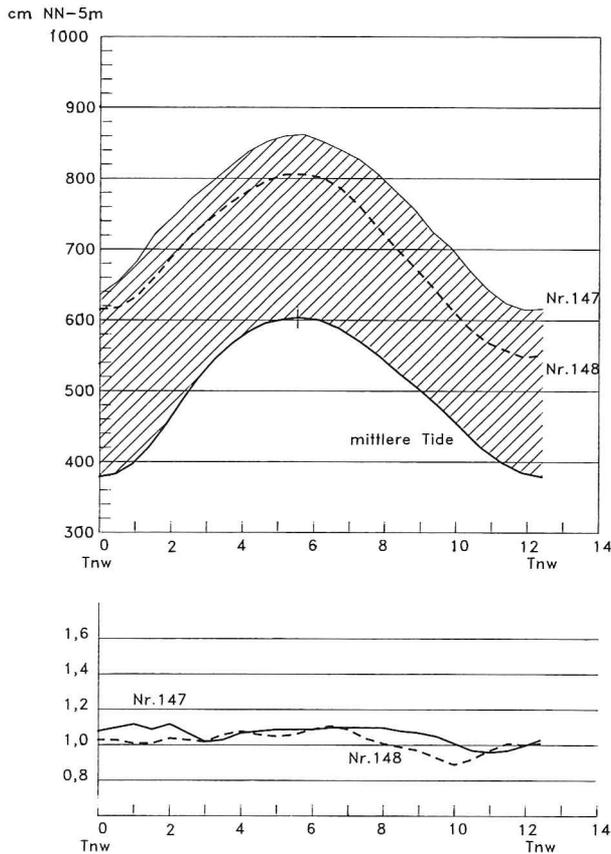


Abb. 10. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Steingrund-Nordost (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

mittleren Windstauhöhe 148 gegen die andere (Tab. 2) ist die Abweichung zwischen deren Windstaukoeffizienten relativ klein. Damit ist anzunehmen, daß unter den herrschenden meteorologischen Verhältnissen zwischen der Windstauänderung in der offenen See (Helgoland), im Küstenvorfeld und in der Außenelbe eine gleichmäßige Beziehung (anders als im Jadebusen) besteht. Bei diesen Sturmtiden ist eine weitere schwer überprüfbare Abhängigkeit der Windstauhöhen von dem zu füllenden Wasservolumen elbaufwärts zu erwarten. In den Windstaukarten von TOMCZAK (1953) sind die Fahrwasser der Elbe und Weser als Gebiete niedrigen Staus zu erkennen.

Nach einer Abschätzung des Windstaueffekts von der offenen See bis Cuxhaven für die Sturmfluten 147 und 148 ergibt sich dagegen aus dem Verhältnis der mittleren Windstauhöhen (Tab. 2) eine Stauerhöhung für beide Sturmtiden im Mittel von See bis zum Großen Vogelsand um rd. 10 %, um dann bis Cuxhaven auf rd. 25 % anzusteigen. Wie zu erwarten war, erhöht sich der Windstau im Flachwasserbereich.

Aus den Ergebnissen geht weiter hervor, daß die maximalen Windstauhöhen und deren Kennwerte ca. 1 bis 2 Std. nach der astronomischen Tnw-Eintrittszeit beim Leuchtturm Großer Vogelsand mit 275 cm und 1,15, bei Cuxhaven mit 308 cm und 1,29 auftreten. Bei den herrschenden westlichen Starkwinden ist der mittlere Stau 147 in Cuxhaven rd. 20 % größer

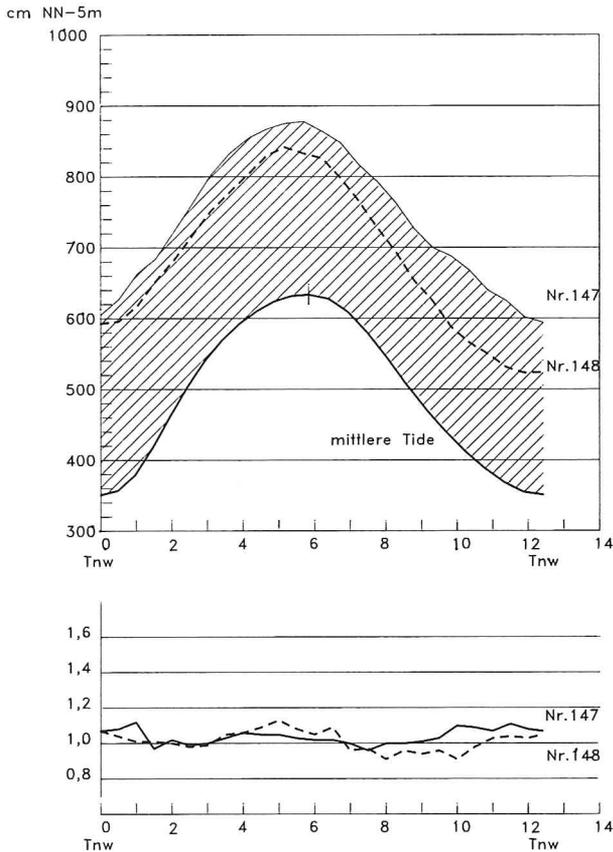


Abb. 11. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel LT. Alte Weser (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

als bei Wilhelmshaven. Kommt der Starkwind dagegen aus WNW, beträgt der Unterschied nur noch rd. 10 %.

Bei geschlossenen Toren des Eidersperrwerks vermitteln die Aufzeichnungen der Küstenpegel Eidersperrwerk (Abb. 19) und Büsum (Abb. 17) sowie der Pegel Blauort im Küstenvorfeld (Abb. 18) als Beispiele eine Übersicht zur Entwicklung der Sturmtiden 147 und 148 in der Dithmarscher Küstenregion: Der direkte stauwirksame Windeinfluß aus westlichen Richtungen führt in diesem Bereich zu einem anderen Ergebnis als an der niedersächsischen Küste: Die Sturmtidekurven 147 und 148 haben nur im Küstenvorfeld bei Blauort einen erkennbar ähnlichen, aber höhenversetzten Kurvenverlauf zur örtlichen mittleren Tidekurve. Wie bei allen Pegeln dieser Analyse sind auch in diesem Bereich Höhenabweichungen zwischen den Sturmtidekurven erkennbar, wobei die 148 deutlich niedriger verläuft. Als Folge des geschlossenen Sperrwerks fehlt in dieser Region die regulierende Wirkung der Eider mit ihrem Außendeichsgelände auf die Windstauentwicklung. Dieser Zusammenhang wird in den Darstellungen der Windstau-Kennlinien von Büsum und dem Eidersperrwerk durch relativ gute Übereinstimmung deutlich. Den Kennlinien fehlen kennzeichnende Extrema. Der flache Kurvenverlauf resultiert aus dem Rückstau. An beiden Stationen ändert sich das Stauverhältnis gegen die offene See (Helgoland) ohne große Schwankungsbreiten ziemlich

Tabelle 2. Mittlere Windstauhöhen und Windstaukennwerte

Pegel	mittlere Windstauhöhe			mittlerer Windstaukennwert		
	147 cm Höhe	S	148 cm Höhe	147 cm Kennw.	S	148 cm Kennw.
<i>Seepegel</i>						
Steingrund – NO	253	± 16	192	1.06	± 0.05	1.02
Helgoland – N	253	± 16	200	1.06	± 0.03	1.06
Helgoland – Binnenhafen	238	± 10	188	1.00	± 0.00	1.00
Helgoland – Süd	235	± 18	180	0.98	± 0.04	0.96
Schlüsseltonne	243	± 15	192	1.02	± 0.04	1.02
Jadertonne	242	± 30	192	1.01	± 0.08	1.01
Leucht. Alte Weser	248	± 14	191	1.04	± 0.04	1.02
Mittelwert	245		190	1.02		1.01
<i>Küstenpegel</i>						
Wangerooge – W	263	± 18	216	1.11	± 0.08	1.15
Bensersiel	265	± 28	232	1.11	± 0.11	1.24
Wilhelmshaven – a. Vorhafen	253	± 49	208	1.06	± 0.20	1.10
Cuxhaven – Steubenhöft	308	± 25	233	1.29	± 0.07	1.24
Leucht. Gr. Vogelsand	275	± 20	206	1.15	± 0.05	1.09
Büsum	331	± 37	233	1.38	± 0.12	1.24
Blauort – Norderpiep	265	± 28	232	1.25	± 0.04	1.15
Eidersperrwerk	322	± 42	220	1.35	± 0.13	1.17

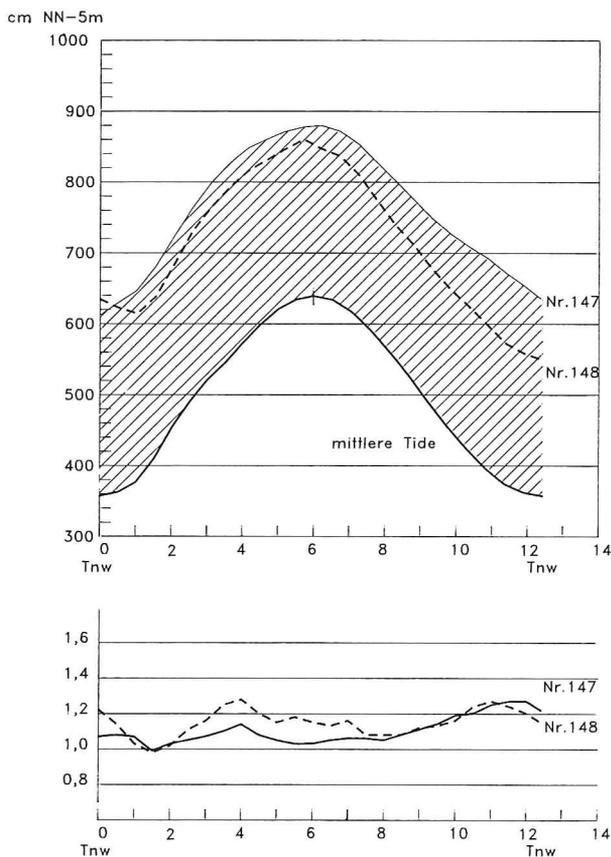


Abb. 12. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Wangerooge-West (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

gleichmäßig. Durch die westliche Windeinwirkung wird das Wasser in diesem flachen Küstenvorfeld mit seiner geschlossenen Küstenkonfiguration schneller als auf See angestaut. So erreichen die Windstauhöhen und ihre Kennwerte kurz nach der ersten astronomischen Tnw-Eintrittszeit des 24. ihre maximalen Stauhöhen und Kennwerte:

Pegel	maximaler Windstau (cm)	maximaler Windstau-Kennwert
Büsum	402	1,61
Eidersperrwerk	414	1,67
Blauort	340	1,37

Das HThw tritt an der Küste früher als seewärts ein, was auch bei anderen Sturmfluten der Fall ist. Nach Drehung des Starkwindes auf WNW lassen die Kennlinien 148 bezeichnende Formabweichungen im Verlauf gegen die Linie 147 erkennen. Bei etwa $\frac{2}{3}$ der Tide erlangt das Windstauverhältnis zu Helgoland Werte um 1, d. h., die Windstauhöhen im

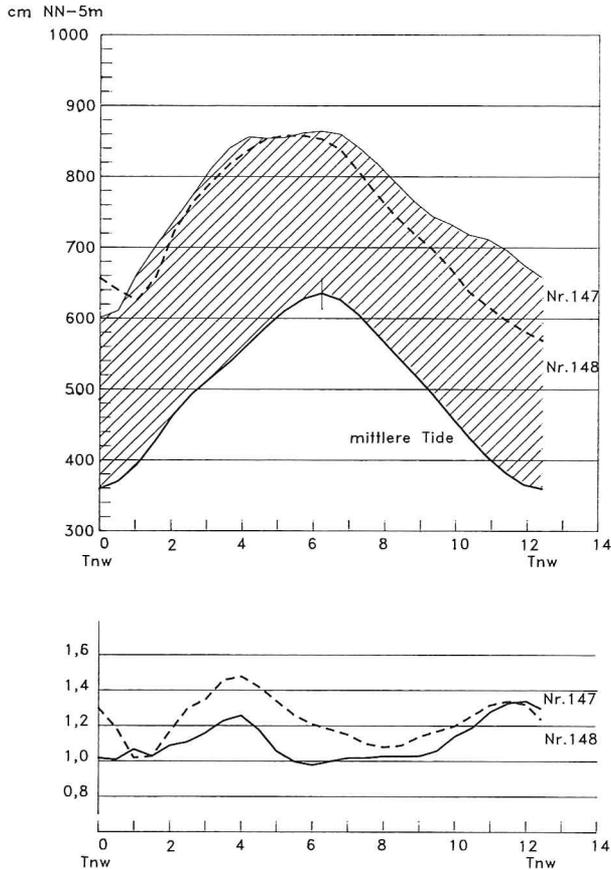


Abb.13. Sturmtiden Nr.147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Bensersiel (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

Dithmarscher Küstenbereich und der offenen See stimmen überein. Im Küstenvorfeld beim Pegel Blauort ist die Windstauentwicklung ähnlich wie an der Küste. Nur sind hier die Kennwerte erwartungsgemäß kleiner. Die Kennlinie 147 verläuft sehr flach, und die Schwingungsbreite der Linie 148 ist nicht so stark ausgeprägt. Auch hier ist die Windstauhöhe nach etwa $\frac{2}{3}$ der Tide gleich der von der offenen See.

Die mittleren Windstauhöhen und deren Kennwerte (Tab.2) lassen den zufälligen Charakter des Windeinflusses auf die Wasserstände am 24. erkennen. Dieser kann wie folgt erklärt werden: Bei westlichen Starkwinden 9 bis 10 Bft. mit gleicher Intensität über die Tide steigen die mittleren Windstauhöhen im Küstenvorfeld und an der Küste gegenüber dem seewärtigen Mittelwert bei Blauort um rd. 10 %, am Eidersperrwerk um rd. 30 % und in Büsum um rd. 35 %. In der zweiten Tageshälfte des 24. mit seinen WNW-Winden tritt diese Auswirkung auf den Windstau nicht in der gleichen Stärke auf. Sie erreicht bei Blauort zwar noch rd. 20 %, jedoch beim Eidersperrwerk nur noch rd. 10 % und bei Büsum rd. 20 %.

Bei dem herrschenden Starkwindfeld des 24. läßt sich aus der Klassifizierung der Windstau-Kennlinien 147 und 148 eine weitere Zusatzinformation zur Windstaucharakteristik Dithmarschens herleiten. Nach Drehung des Windes auf WNW reduzierte sich das Stau-

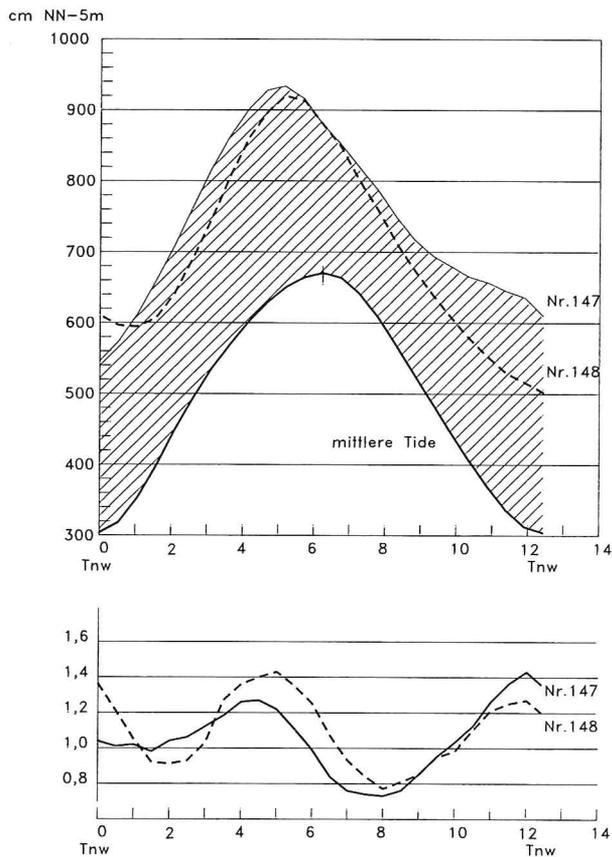


Abb. 14. Sturmzeiten Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Wilhelmshaven-Alter Vorhafen (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

verhältnis 148 um rd. 10 %, während es sich an der ostfriesischen Küste leicht erhöhte. Auf diese Wechselwirkung deutet die Höhenabstufung der Kennlinie 148 hin. In Dithmarschen ist sie deutlich unter und in Ostfriesland über der Linie 147.

Nach detaillierten Windstauuntersuchungen in den vorigen Abschnitten werden die Sturmflutkennwerte 147 und 148 der jeweiligen Pegelstation im Untersuchungsgebiet abschließend gemittelt und die sich daraus ergebenden Kennlinien in den Abb. 20a bis 20n dargestellt. Diese Datenkombination bietet den Vorteil, die Windstaustruktur deutlicher herauszuarbeiten, als es aus den Einzelinformationen der Abb. 5 bis 19 möglich ist. Die gemittelten Kennwerte unterscheiden sich von den Einzelbeträgen bis zu 10 % im Küstenbereich und nur geringfügig im offenen Meer. Diese Abweichungen haben bei den Darstellungen der Kennlinienformen (Abb. 20a bis 20n) gegenüber denen in Abb. 5 bis 19 keine wesentlichen Divergenzen zur Folge. Damit bleiben die vorstehenden Aussagen zur Windstauentwicklung im November 1981 generell richtig. Lediglich die Beträge für die maximalen und minimalen Kennwerte sowie die Kurvenformen ändern sich geringfügig aufgrund der Mittelbildung.

Bei diesen sehr hohen Sturmfluten zeigen die Kennlinienformen der Pegelstationen

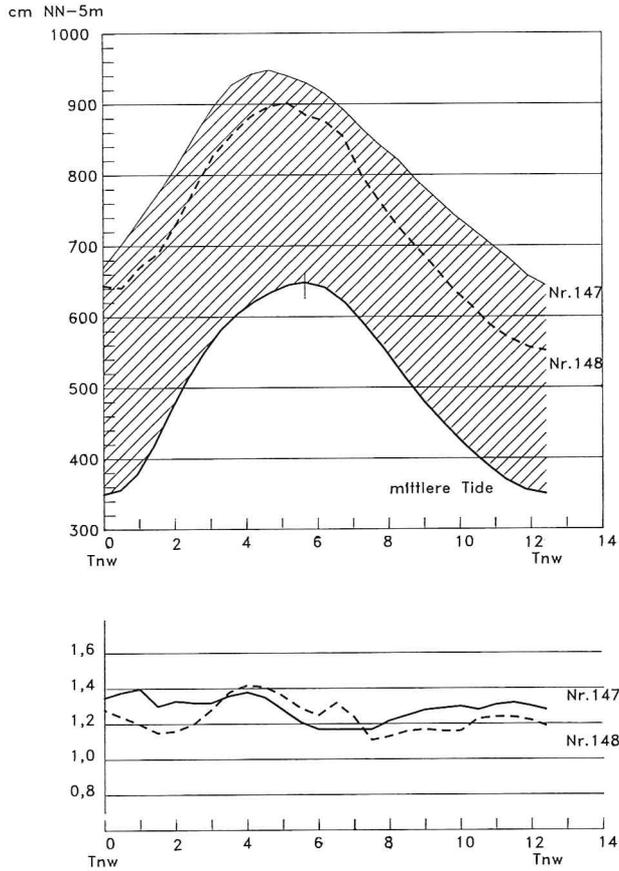


Abb. 15. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Cuxhaven-Steubenhöft (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

(Abb. 20a bis 20n) deutlich den unterschiedlich zunehmenden Einfluß der Küstentopographie auf die Windstauhöhe von der freien See bis zur Küste. Diese Kurven stehen nicht im Einklang mit denen, die von SIEFERT und LASSEN (1985) veröffentlicht worden sind. Aus dem Kennlinienvergleich beider Darstellungszeiträume wird aber auch deutlich, daß es z. Z. nur bedingt gelingt, Windstauhöhen zu bestimmen, die repräsentativ für Windrichtung und Windstärke sowie für den Luftdruck- und Temperaturgradienten sind. Es wird daher in Zukunft eine interessante Aufgabe sein, für den Meeres- und Küstenbereich die Windstaustruktur weiter aufzuhellen und das vorliegende Ergebnis kritisch auf seinen Informationsgehalt zu prüfen.

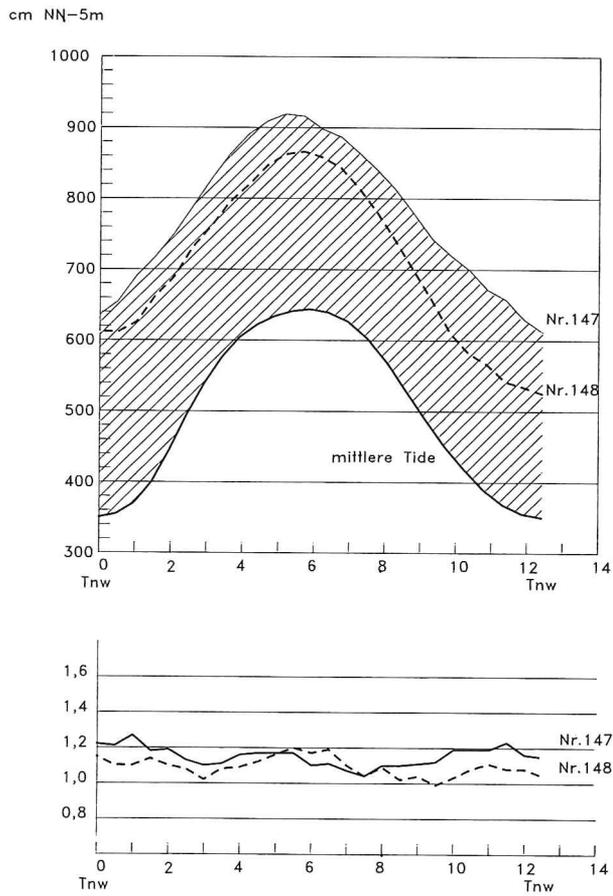


Abb. 16. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel LT. Gr. Vogelsand (oben);
Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

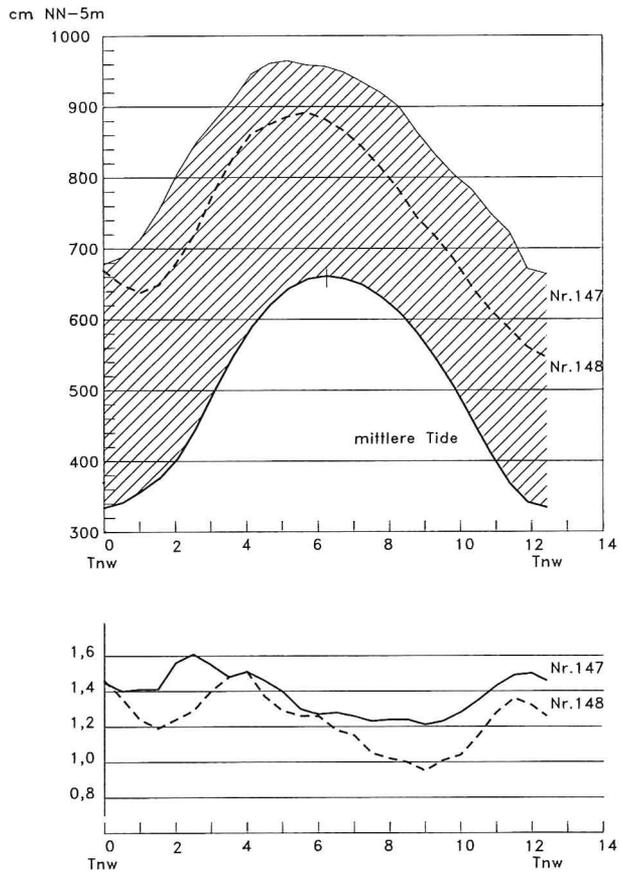


Abb. 17. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Büsum (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

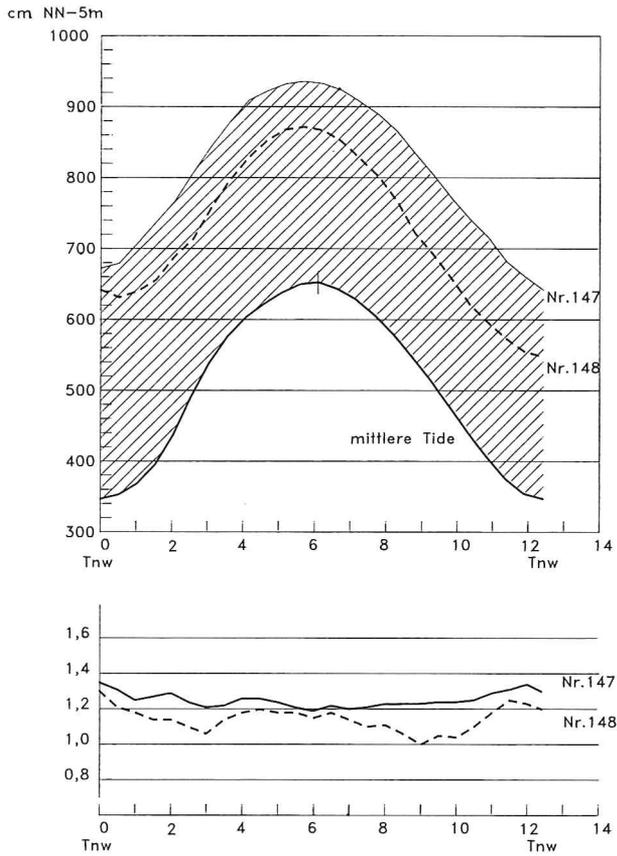


Abb. 18. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Blauort (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

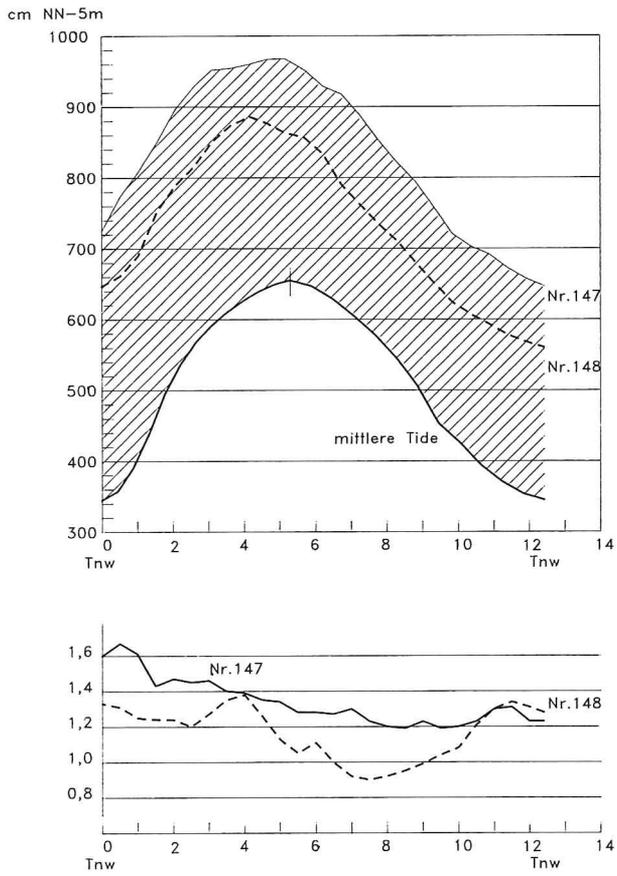


Abb. 19. Sturmtiden Nr. 147 und 148 sowie zugehörige mittlere Tide am Pegel Eidersperrwerk AP (oben); Windstau-Kennlinien bezogen auf Helgoland-Binnenhafen (unten)

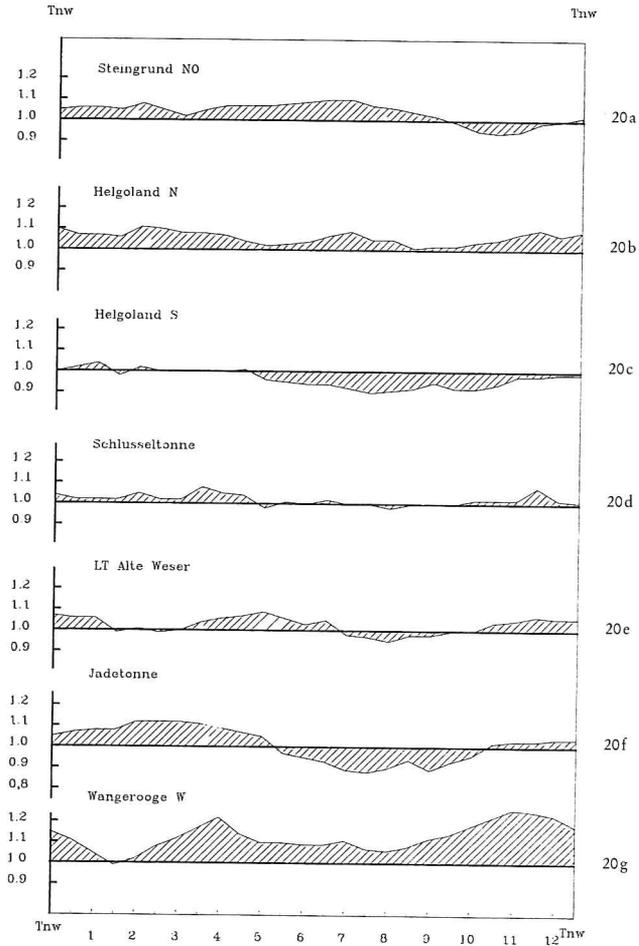


Abb. 20. a-g Gemittelte Windstau-Kennlinien (Nr. 147 und 148) bezogen auf Helgoland

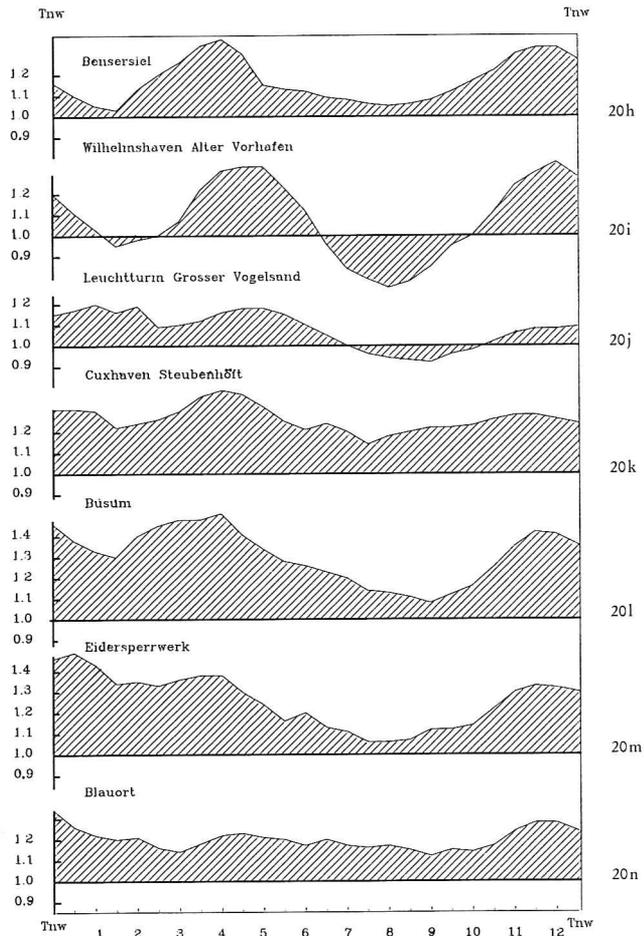


Abb. 20. h-n Gemittelte Windstau-Kennlinien (Nr. 147 und 148) bezogen auf Helgoland

5. Schriftenverzeichnis

- ANNUTSCH, R.: Wasserstandsvorhersage und Sturmflutwarnung. Der Seewart, H. 5, 1977.
- LASSEN, H.: Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee. Die Küste, H. 50, 1990.
- LASSEN, H. u. SIEFERT, W.: Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee – säkularer Trend und Verhältnisse um 1980. Die Küste, H. 52, 1991.
- SIEFERT, W.: Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve in Cuxhaven. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 30, 1968.
- SIEFERT, W.: Erste Erfahrungen mit dem neuen Sturmflut-Vorhersageverfahren. Mitteilungen des Franzius-Instituts, H. 40, 1974.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelaufzeichnungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- TOMCZAK, G.: Die Einwirkungen des Windes auf den mittleren Wasserstand der Deutschen Bucht vom 15. Februar bis 06. März 1951. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, H. 1, 1953.
- WIESE, H.-W.: Messungen der Wasserstände in der Deutschen Bucht während DEBEX '81. Erste Ergebnisse mit neuen Hochseepegeln. Intermaritec, 1982.

Der Unterelbe-„Salzkeil“ – Eine morphodynamische Bewertung

Von HANS-JOACHIM DAMMSCHNEIDER

Zusammenfassung

Anhand der integrierenden Bewertung umfangreicher hydrographischer Meßreihen kann festgestellt werden, daß für den morphodynamisch kritischen Unterelbeabschnitt vor der Insel Rhinplatte (hier: intensive Unterhaltungsbaggerungen) der Parameter Salzgehalt eine sehr bedeutende Rolle spielt. In dieser Hinsicht systemsteuernd wirkt in erster Linie das Oberwasser der Elbe, welches bei Unterschreiten der „kritischen“ Grenze von 500 m³/s sowohl das Vordringen eines bodennahen Dichtestroms (incl. eines damit verbundenen bodennahen Materialtransports) auslöst, als auch vor allem eine (wasserbaulich negative) Veränderung der Gesamt-Morphodynamik durch tendenzielle Absenkung des Parameters „Wasserstand“, Verringerung der „Ebbdauerüberschüsse“ und Verlangsamung der „Strömungsgeschwindigkeiten“ bewirkt.

Durch einen im Längsprofil der Unterelbe relativ zu großen Hauptelbe-Querschnitt entsteht auf diese Weise ein episodisches, d. h. zeitlich begrenztes Ansteigen der Sedimentationsraten, die aller Wahrscheinlichkeit nach besonders durch die tendenzielle Verschiebung des Flutstromanteils zu Lasten des Ebbstromanteils erhöht werden: Ein bodennaher Materialtransport kann unter diesen Umständen, unterstützt vom Dichtestrom, ein relatives „Mehr“ an Feinstsediment aus dem Bereich des Krautsander Watts/der Brammerbank bis auf Höhe Krautsand/Rhinplatte-Süd führen.

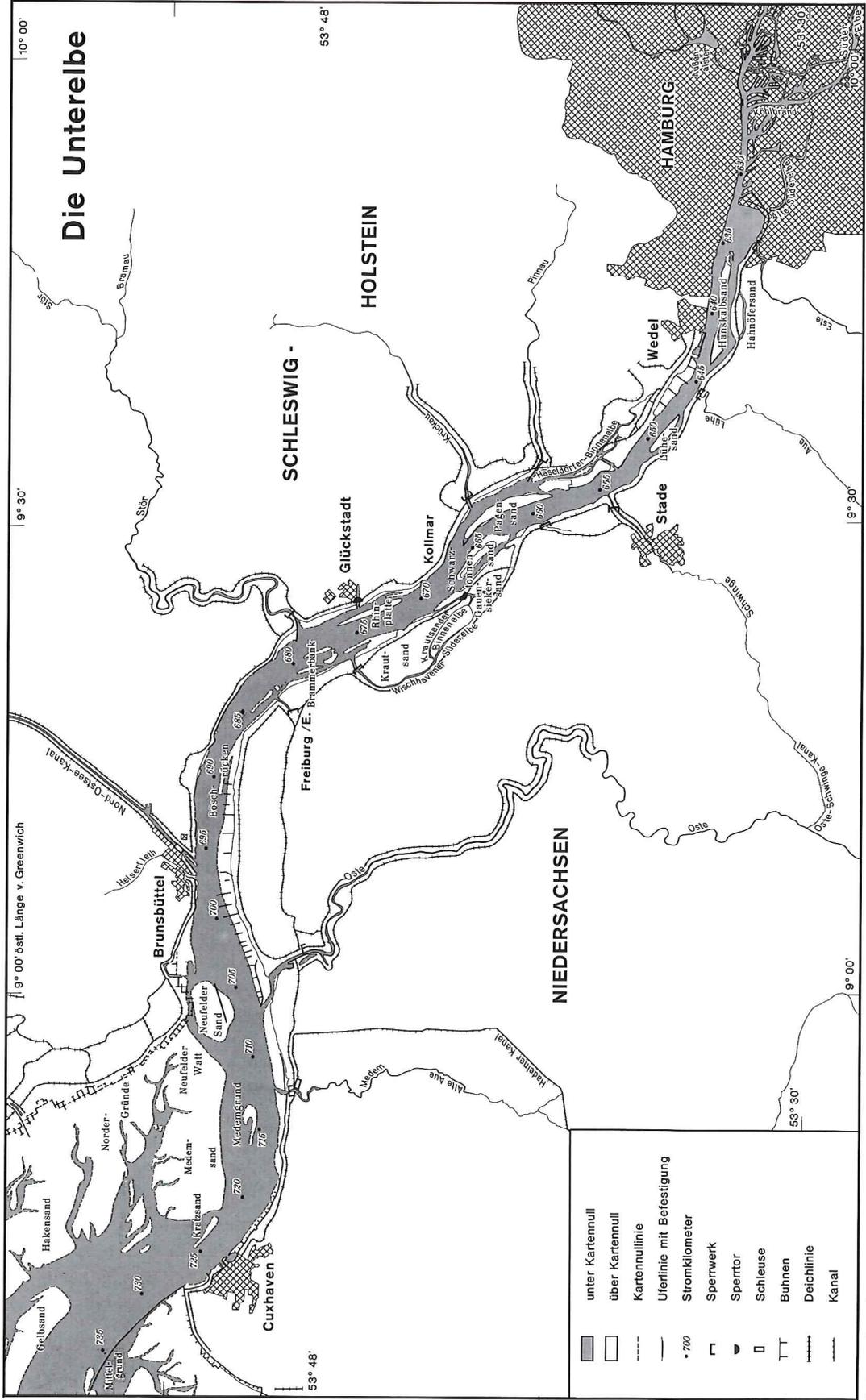
Summary

The evaluation of numerous hydrographic time series show that salinity plays an important role in the morphological development and the associated need for intensive dredging of the "critical" outer Elbe section before Rhinplatte Island. The river flow rate is a primary factor affecting the salinity intrusion. When this is less than 500 m³/s, both a near bottom density current and its associated material transport as well as a general change in the total morphodynamics occur. The latter includes a reduction in water level, velocities and ebb tide duration.

An episodic i. e. time limited increase in the sedimentation rate occurs due to the relatively large main cross section in this Elbe reach. This sedimentation is probably attributable to the increase in the flood tide duration relative to that of the ebb tide. A near bottom material transport can be enhanced by density currents, and thus transfer relatively more fine sediment from the Krautsand inter-tidal zone and the Brammerbank to the Upper Krautsand/Rhinplatte.

Inhalt

1. Untersuchungsgebiet und Problemansprache	30
2. Datenaufnahme und Bewertungsstrategie	35
3. Zeitliche und räumliche Veränderlichkeit des Chloridgehaltes im Unterelbebereich zwischen Brammerbank und Schwarztonnensand	37
3.1 Station 1 bei km 678,2 (Brammerbank)	37
3.2 Station 2 bei km 675,5 (Krautsander Watt)	39
3.3 Station 3 bei km 672,4 (Rhinplatte-Süd)	40
3.4 Station 4 bei km 669,5 (Schwarztonnensand)	40
3.5 Der Chloridgehalt im Längsprofil	42
4. Salzgehalt und Oberwasser	44
5. Schwebstoffgehalt und Strömungsgeschwindigkeit	46
6. Schriftenverzeichnis	49



Kartengrundlage: Übersichtskarte 1:250 000. Herausgeber: Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord, Kiel 1979

Abb. 1: Das Untersuchungsgebiet im Bereich der Untere Elbe

Entwurf: H.-J. Dammschneider. Kartographie: G. Braun

1. Untersuchungsgebiet und Problemansprache

Es ist bekannt, daß in Abhängigkeit von der Oberwasserführung der Elbe eine Verschiebung der ästuarinen Brackwasserzone eintritt. Nach langläufiger Erfahrung befindet sich der obere Grenzbereich chloridreicheren (Boden-)Wassers im Mittel zwischen Elb-km 690 (Hollerwettern) und Elb-km 675 (Bereich Glückstadt, siehe Abb. 1).

Es ist jedoch auch bekannt, daß bei sehr geringen Oberwasserabflüssen ($\leq 500 \text{ m}^3/\text{s}$) ein nachweisbarer „Salzkeil“ bis in den Bereich Schwarztonnensand (km 665) vorstoßen kann.

Da sowohl der Hauptelberegion des o. a. Kerngebietes (Insel Rhinplatte/Krautsand) als auch der Rand- bzw. Flachwasserbereich im Großraum der Brammerbank/des Krautsander Wattes in Hinblick auf die natürlichen Materialumlagerungen intensiv beobachtet werden muß (Grund: umfangreiche Sedimentbewegungen; s. DAMMSCHNEIDER, 1988), sollte dem aperiodischen Vorstoßen eines chloridreichen Wasserkörpers aus morphodynamischer Sicht verstärkte Beachtung geschenkt werden. (*).

Dies ist so zu verstehen, daß in ästuarinen Mischungszonen ein potentiell materialfällender/-ausflockender Prozeß stattfinden kann, der zu hohen Sedimentationsraten führt. Besonders augenfällig wird dies beispielsweise im Bereich des Schleusenvorhafens bei Brunsbüttel (NOK).

Aber auch im Strom der Elbe können solche Verkopplungen von Systemeinflüssen zu wasserbaulich negativen Vorgängen führen. Bisher ist allerdings kein unmittelbarer Nachweis für die morphodynamische Wirksamkeit veränderlicher Salzeinflüsse, beispielsweise im Bereich der bekannten Baggerstelle „Rhinplatte“ (Elb-Kilometer 671–676), geführt worden.

Zwar liegen Dauermessungen der Leitfähigkeit aus dem Strombereich bei Bielenberg (Meßstation der NWK, km 667.5) oder bei Krautsand (WSA Hamburg, km 672.4) vor, jedoch handelt es sich hierbei um nur bedingt bewertbare Ganglinien aus Wasseroberflächen-Beprobungen.

Die eigentliche Problemzone, nämlich die sogenannte „Baggerstelle Rhinplatte“, befindet sich jedoch im Tiefwasser – es ist geradezu das Hauptmerkmal der hier stattfindenden Sedimentationen, daß diese als Massenproblem (!) nur im Fahrrinnenbereich zu beobachten sind (s. DAMMSCHNEIDER, 1989).

Hochauflösende Messungen von Systemzusammenhängen waren bisher einzig im Wattbereich der Insel Rhinplatte möglich (s. Abb. 2). Die Ergebnisse zeigen (nach DAMMSCHNEIDER, 1989), daß zwar sehr wohl ein Bezug zwischen Oberwasser, Strömungsgeschwindigkeiten und Sedimentniveauperänderungen vorhanden ist, jedoch ergibt sich keine signifikante Korrelation zum Auftreten von Mindertiefen im Fahrrinnensektor.

Der charakteristische Typus des Fahrrinneneintriebs vor der Insel Rhinplatte ist gekennzeichnet durch einen

schlagartigen, aperiodischen und massenhaften

Anfall von sogenanntem „fluid mud“, der sich in Form eines „influvialen Schwemmfächers“ flächenhaft ausbreitet.

Fluid-mud kann als ein Material angesprochen werden, dessen Zusammensetzung zu über 60 % aus Ton und Schluff (Fraktionen $< 0,063 \text{ mm}$) besteht. Es weist eine sehr hohe

(*) Das Untersuchungsprogramm „Salzkeil“ wurde vom Verfasser in seiner Tätigkeit als Leiter des gewässerkundlichen Büros des WSA Hamburg initiiert. Bei dem Vorhaben handelt es sich sowohl um ein WSA-seitiges Meßprogramm als auch ein Forschungsunternehmen, das der Verfasser im Rahmen eines Lehrauftrages mit Unterstützung der Universität Hamburg (Prof. Dr. G. Borchert) durchführte.

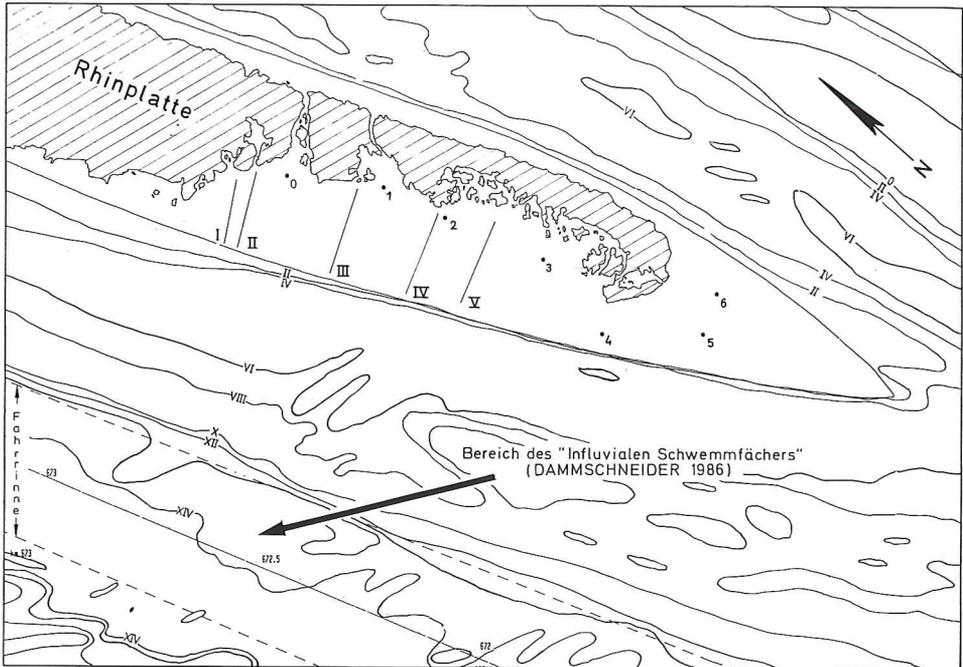


Abb. 2: Bereich des Fahrinnen-Eintriebs vor der Insel Rhinplatte (Untereelbe). Lage der Schlick-Meßstellenverteilung im Bereich der Insel-Watten (aus DAMMSCHNEIDER, 1989)

Wassersättigung auf und ist damit außerordentlich mobil: Bei vor Ort durchgeführten Sedimentansprachen rinnt das Material im wahrsten Sinne des Wortes „durch die Finger“. Der Anteil organischer Substanz ist (hier) meist überraschend gering und überschreitet so gut wie nie 5 % des Trockengewichtes.

Wie erwähnt, geht das Auftreten von Mindertiefen nach bisherigen Untersuchungen in nahezu allen Fällen einher mit dem „Einfließen“ von fluid-mud.

Der nautische Nachweis der Mindertiefen ist in vielen Fällen mit Problemen verbunden, da fluid-mud mit einer Dichte zwischen 1,2 und 1,4 Gamma nicht in jedem Fall durch Echolotungen reproduzierbar aufgenommen werden kann. Häufig ist die Mindertiefe nur als sogenannter „doppelter Horizont“ (DAMMSCHNEIDER, 1986) im Echoschrieb erkennbar. Dabei dürfte dieser obere fluid-mud-Horizont in vielen Fällen noch schiffbar sein (ASTER und MEYER, 1990), was jedoch aus Sicherheitsgründen (nautische Tiefe) im Bereich der Untereelbe nicht praktiziert werden kann.

Unbekannt ist die Herkunft bzw. die Entstehung des fluid-mud. Kartenauswertungen, Analysen der Eintrieb-Sukzessionen, Verteilungsstatistiken der Baggereinsatzhäufigkeiten (s. DAMMSCHNEIDER, 1986) und flächenhafte Materialbeprobungen (BAEHR, 1990; s. Abb. 3) deuten einen Materialtransport aus den oberstromig der Rhinplatte gelegenen Bereichen vor Bielenberg an.

Gezielte Messungen der Strömungsbedingungen bzw. der Variabilität der Sohlenveränderungen zeigen bisher allerdings keine Hinweise auf die äußeren Entstehungs- und Bewegungsbedingungen von fluid-mud bzw. dem Fahrinneneintrieb allgemein. Zwar sind beispielsweise gerade im Bereich vor der Insel Rhinplatte (km 672) bereits in Strömungsmeß-

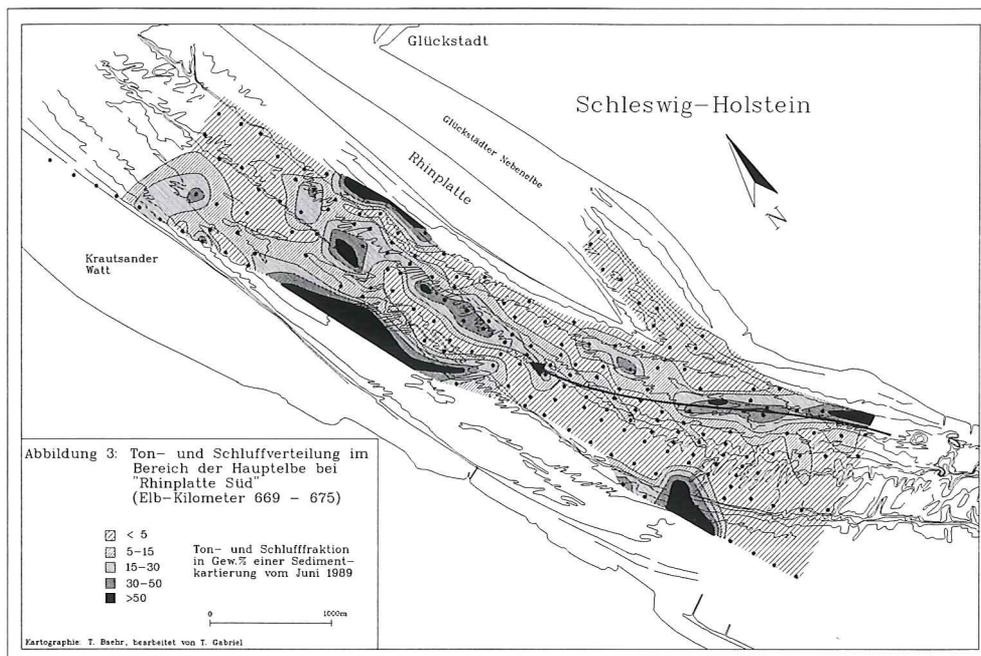


Abb. 3: Sedimentverteilung im Bereich der Insel Rhinplatte. Darstellung der Ton- und Schlufffraktion < 0,063 mm (in Gewicht-%) aus der Tiefwasser-Rasterbeprobung vom Juni 1989 (aus T. BAEHR, 1990)

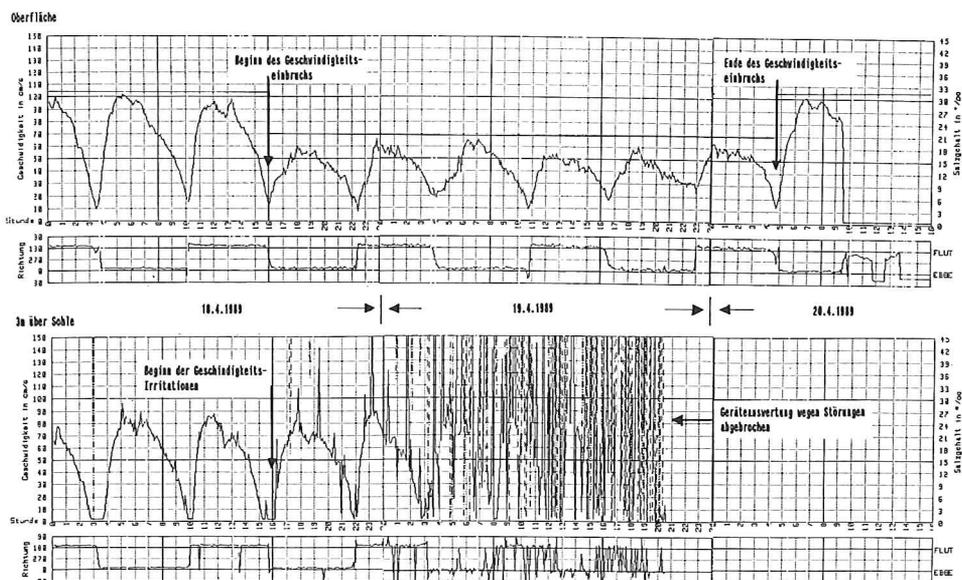


Abb. 4: Strömungs-Dauermessung bei Elb-Kilometer 672,5, nördlicher Tonnenstrich, Oberflächen- und „3 m über der Sohle“-Messung (Aufzeichnung des WSA Hamburg)

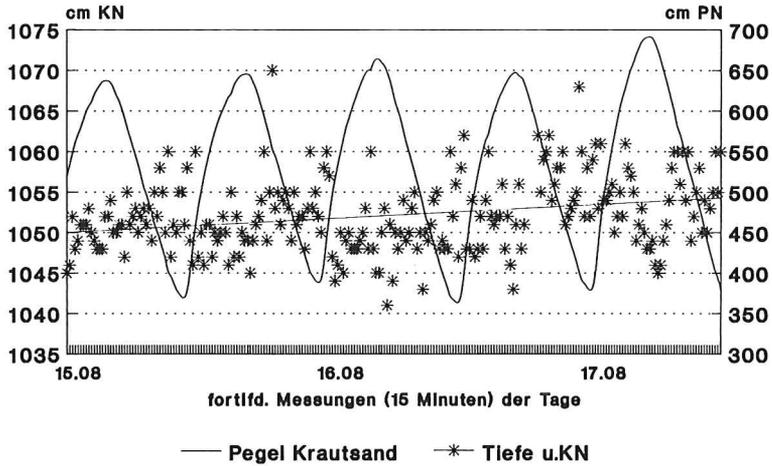


Abb. 5: Sohlenniveau-Dauermessung bei Unterelbe-km 672, Tiefwasserbereich nahe der nördlichen Fahrrienenkante (Ausschnitt der Meßreihe vom 14. bis 25. 8. 1989)

reihen überraschende Geschwindigkeitseinbrüche aufgetreten, deren Ursache durchaus mit dem Transport von fluid-mud („zähes Wasser“) gesehen werden könnten (s. Abb. 4), kontinuierliche Materialbeprobungen und im festen Zeitraster von 15 Minuten (!) an gleicher Stelle durchgeführte Sohlenhöhenkontrollen über eine volle Woche von einem fest stationierten Ponton aus erwiesen sich dann (zeitraumbedingt?) aber als ergebnislos – ein Eintrieb/fluid-mud-Transport fand während der bisher einmaligen Beobachtungsreihe (14. 8.–25. 8. 1989, s. Abb. 5) nicht statt. (*)

Hier bestehen (naturbedingt) Defizite im Wissensstand. Dies gilt insbesondere hinsichtlich der Wirkung des bei geringem Oberwasser stromauf bis in diesen Raum vorstoßenden bodennahen „Salz“-Wassers, dessen Existenz und Veränderlichkeit ebenfalls bereits anhand der Dauermessung vor der Insel Rhinplatte (14. 8.–25. 8. 1989) gezeigt werden kann (s. Abb. 6).

Der in Abhängigkeit von der Oberwasserführung mit dem Flutstrom als „Salzkeil“ von See her auftretende Vorstoß chloridreichen Bodenwassers besitzt mit größter Wahrscheinlichkeit einen (wenn auch nicht exakt definierten) Einfluß auf die Entstehung von fluid-mud.

Dies kann indirekt allein daraus geschlossen werden, daß das Auftreten von Mindertiefen bzw. die Notwendigkeit zu Fahrwasserbaggerungen in enger Kopplung zur Intensität der Oberwasserführung steht:

Die Wahrscheinlichkeit des Fahrwassereintriebs vor der Insel Rhinplatte steigt dann extrem an, wenn der Oberwasserabfluß die Marke von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ unterschreitet (s. Abb. 7).

(*) Anmerkung zur Sohlenniveau-Dauermessung vor der Insel Rhinplatte, Abb. 5: Das Sohlenniveau schwankt in einer Größenordnung von rd. $\pm 10 \text{ cm}$ um den Wert von $10,5 \text{ m}$ unter KN. Es besteht zwischen dem 15. 8. 1989 und dem 18. 8. 1989 ein gewisser Trend zur Sohlabsenkung (statistisch ca. 5 cm), jedoch ist der Einfluß der halbtägigen Wasserstandsveränderlichkeit deutlicher erkennbar – bezogen auf KN treten „große“ Wassertiefen eher bei Tide-Niedrigwasser, „kleine“ Wassertiefen eher bei Tide-Hochwasser auf. Es könnte sich hierbei auch um den unfreiwillig dokumentierten Effekt eines Wasserspiegelgefälles zwischen Pegel und Meßstelle handeln. Eine absolute Verifizierung der Wirkung der Tide(-strömung) auf das Sohlenniveau ist deshalb z. Zt. noch offen.

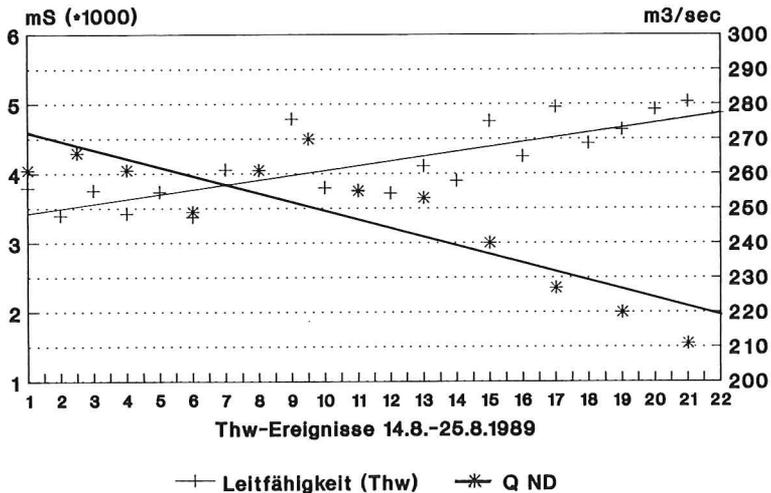


Abb. 6: Leitfähigkeits-Dauermessung bei Unterelbe-km 672. Darstellung des Verhältnisses „Leitfähigkeit“ zu „Oberwasser“ (Meßreihe vom 14. 8. bis 25. 8. 1989, Datenaufnahme fortlaufend jeweils bei Thw)

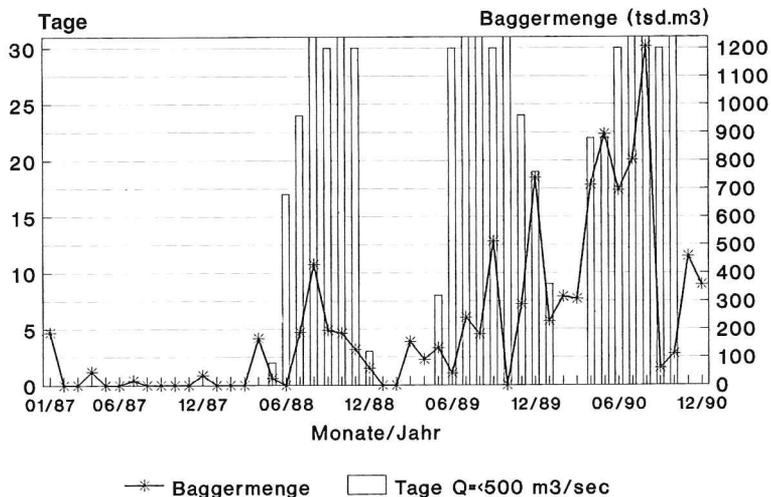


Abb. 7: Oberwasserveränderungen der Elbe und Baggermengen-Entwicklung im Bereich „Rhinplatte“ zwischen Januar 1987 und Dezember 1990 (nach Unterlagen des WSA Hamburg)

Nun ist es im Grunde jedem Fachmann klar, daß nicht „das“ Oberwasser zu Mindertiefen führt. Vielmehr trägt eine Verminderung der Oberwasserführung über eine Kette von Systemabhängigkeiten tendenziell bei zu

- a) einem Absinken der Tidehochwasserstände,
- b) Verminderung der Ebbdauerüberschüsse,
- c) Verringerung der mittleren Strömungsgeschwindigkeiten und
- d) einem Vorstoßen des Salzwasserkeils stromauf.

Die Punkte a) bis c) sind (nach DAMMSCHNEIDER, 1989) im Bereich der Inselwatten auf der Rhinplatte nachweislich sedimentologisch wirksam. D. h., der Einfluß der Parameter „Tidehochwasserstand“, „Ebbdauer“ und „mittlere Strömungsgeschwindigkeit“ läßt sich mittelbar in der Veränderung der Sedimentniveaus der Inselwatten ablesen.

Die Wirksamkeit der Salzgehaltsschwankungen hinsichtlich einer Schlickbildung oder Sediment-„Massen“-Veränderung läßt sich allerdings bisher nicht direkt belegen – hier besteht eine Lücke, die zu füllen ist.

2. Datenaufnahme und Bewertungsstrategie

Für den Untersuchungsraum wurde eine Meßstrategie aufgestellt, die die Bewertung aller erforderlichen Parameter nicht nur in ihrer räumlichen Verteilung erlaubt, sondern auch die Wertvariabilität in zeitlicher Entwicklung aufdeckt.

Dazu wurden nach entsprechenden Vorbereitungen folgende (schwimmende) Meßstationen definiert und letztlich am 22. 5. 1990 bzw. 7. 8. 1990 ganztägig positioniert:

- a) Meßfahrzeug 1 bei km 678,2, südlicher Tonnenstrich
- b) Meßfahrzeug 2 bei km 675,5, südlicher Tonnenstrich
- c) Meßfahrzeug 3 bei km 672,4, südlicher Tonnenstrich
- d) Meßfahrzeug 4 bei km 669,5, südlicher Tonnenstrich
- e) Meßfahrzeug 5 im Längsprofil strommittig zwischen km 684,5 und km 655; mit dem Kenterpunkt „Flut auf Ebbe“ stromauf fahrend
- f) Strommeßkette 8 bei km 674,2, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät
- g) Strommeßkette 7 bei km 673,6, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät
- h) Strommeßkette 6 bei km 673,0, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät
- i) Strommeßkette 5 bei km 672,1, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät
- j) Strommeßkette 4 bei km 671,2, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät
- k) Strommeßkette 3 bei km 670,5, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät

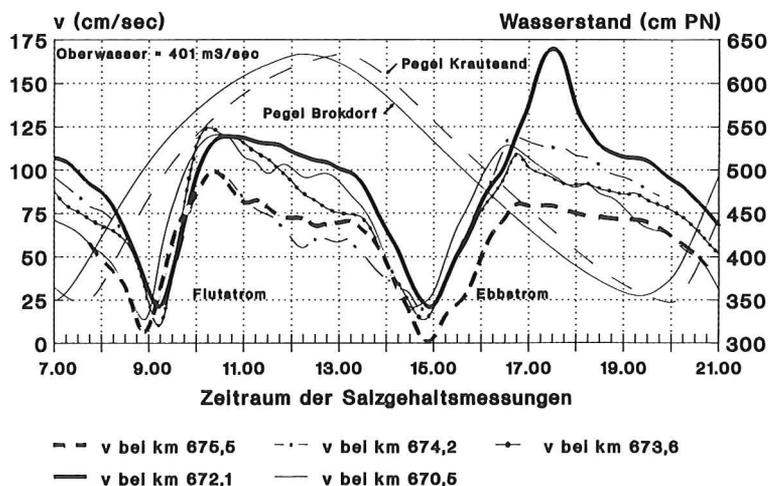


Abb. 8: Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse am 22. 5. 1990 im Meßgebiet zwischen Elb-Kilometer 675,5 und 670,5

- l) Strommeßkette 2 bei km 669,7, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät
 m) Strommeßkette 1 bei km 668,5, nördlicher Tonnenstrich, Sohlen- und Oberflächengerät

Zwei der vier verankerten Meßstationen und ein gesondertes flexibles Beprobungsfahrzeug stellte das WSA Hamburg (MS Twielenfleth; MS Brammer; MS Libelle), ebenso wie die Strömungsmeißgeräte (Aanderaa RCM4) vom WSA Hamburg eingesetzt wurden. Unterstützt wurde das Vorhaben vom Forschungszentrum Geesthacht (GKSS) durch die Bereitstellung des Meßpontons „ODAS“ und vom Amt für Strom- und Hafenausbau Hamburg durch Einsatz des Meßschiffes „Nige Wark“. Studenten des Instituts für Geographie der Universität Hamburg beteiligten sich im Rahmen eines Projektpraktikums aktiv an den Naturmessungen und sorgten für die umfangreichen Laborauswertungen. Allen Institutionen, Mitarbeitern und Studenten sei an dieser Stelle sehr herzlich für ihr Engagement gedankt.

Je Meßstation wurden folgende Parameter über die gesamte Tide des 22. 5. 1990 aufgenommen:

- I. Chloridgehalt und Leitfähigkeit, fortlaufend alle 15 Minuten an Sohle und Oberfläche; insgesamt wurden 482 Wasserproben auf ihren Chloridgehalt analysiert
 - II. Schwebstoffgehalt an der Sohle (Position 2 fortlaufend, Position 1 und 3 zweimalig)
- Die Messungen begannen am 22. 5. 1990 um 7 Uhr und endeten um 21:30 Uhr des Tages. Damit konnte tatsächlich eine volle Tide zusammenhängend aufgenommen werden (s. Abb. 8).

Die ersten Messungen erfassen die Bedingungen zum Ende des morgendlichen Ebbsstroms. Kenterpunkt der Strömung trat an Position 2 um 9:00 Uhr ein. Die Flutphase wurde ohne Unterbrechung beprobt; Kenterpunkt Flut auf Ebbe war an Station 2 um 14:45 Uhr. Die nachmittägliche bzw. abendliche Kenterung von Ebbe auf Flut wurde um 21:40 Uhr aufgenommen (Station 2).

Während der Meßkampagne traten zwar an der Station 4 (km 669,5) zweimalig Störungen der Sohlenwasserbeprobung auf, jedoch war dies, wie sich zeigen läßt, ohne Einfluß auf die Bewertungsmöglichkeit der Datenreihen.

Alle Strömungsmeißgeräte wurden bereits am Morgen des 18. 5. 1990 ausgelegt. Bis auf das Sohlengerät der Station 3 (km 672,4), das am 21. 5. wegen technischer Störungen unbewertbar wurde, und der Station 1 (km 668,5), die während der Meßperiode ausfiel, konnten im 1-Minuten-Takt präzise Stromgeschwindigkeiten den Salzgehaltsmessungen zur Seite gestellt werden.

Damit ist das Ziel der Meßkampagnen meßtechnisch klar umrissen: Es sollten umfassend zeitaufgelöste Raumdaten zur Systeminterpretation bereitgestellt werden.

Dies gelingt aus logistischen Gründen bisher meist nur für die Dauer von maximal einer Tide. Darüber hinaus variieren jedoch die Naturdaten in mittelfristiger Sicht (Tage/Wochen) in einem durch Einzelmesskampagnen nicht absolut abzudeckenden Rahmen. Durch die Kombination von Einzelmessungen mit teils zusätzlich vorhandenen (älteren) Dauermessungen wird erreicht, daß die tendenzielle Raumdynamik dennoch relativ präzise erfaßt werden kann – was im ersten Ansatz zur wasserbaulichen Beurteilung hinreichend genügt.

3. Zeitliche und räumliche Veränderlichkeit des Chloridgehaltes im Unterelebebereich zwischen Brammerbank und Schwarztonnensand

3.1 Station 1 bei km 678,2 (Brammerbank)

Die Station Nr. 1 wurde bei Elb-Kilometer 678,2 eingerichtet (s. Abb. 1), mithin also in einem Stromabschnitt, an dem in jedem Fall die stromauf vorstoßende „Zunge“ des chloridreicheren Flutwasserkörpers nachweisbar sein sollte. Tatsächlich wurde vom Verfasser bereits im Jahr 1988 zweimalig an dieser Stelle eine volle Tide beprobt, so daß grundsätzliche Ganglinienstrukturen bekannt sind.

Darüber hinaus besteht 1800 m stromab dieses Punktes seit über 10 Jahren ein mehrfach auf Chloridgehalte geprüftes Meß-Querprofil. So kann behauptet werden, daß die nachfolgend geschilderten Chlorid-Ganglinien hinreichend repräsentativ sind, um einer Raumbewertung zu dienen.

Zunächst fällt auf, daß bis 13 Uhr im laufenden Flutstrom bei steigendem Salzgehalt eine sehr starke Parallelität der Oberflächen- und Sohlen-Chloridwerte zu beobachten ist (s. Abb. 9). Hieraus darf geschlossen werden, daß an dieser Meßstelle eine sehr gute turbulente Durchmischung der gesamten Wassersäule stattfindet.

Die Absolutheit der Strömungsgeschwindigkeiten spielt für die Bewertung der Raumprozesse allerdings eine vergleichsweise untergeordnete Rolle, während das nach Thw einsetzende Unterschreiten eines ganz bestimmten Wasserstandes, nämlich von 610 cm PN (Pegel Brokdorf),

- einen starken Anstieg der Chloridwerte, verbunden mit einer
 - erheblichen „Unruhe“ der Chloridwerte
- mit sich bringt.

Ursache ist das Wiederauftauchen der Brammerbank. Denn ab 13:30 Uhr wird bei noch laufendem, aber ausklingendem Flutstrom (Wasserstand Brokdorf = 610 cm PN = - 10 cm

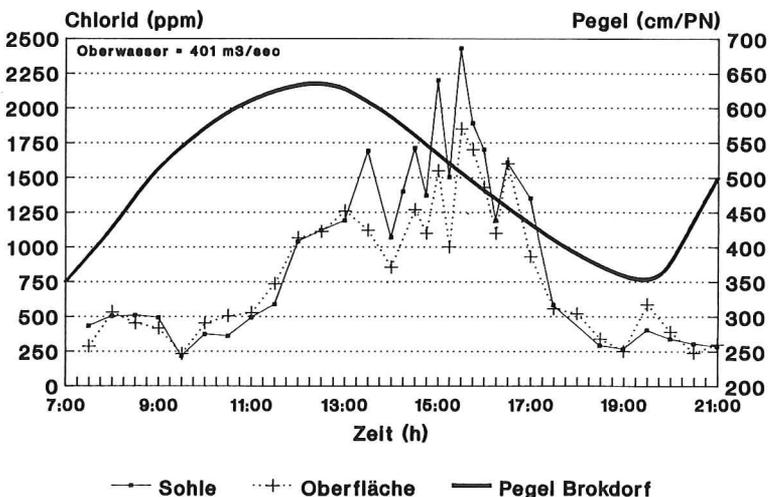


Abb. 9: Chloridgehalt am 22. 5. 1990 bei Elb-Kilometer 678,2 (Station 1), südlicher Tonnenstrich, Probenentnahme an Sohle und Oberfläche (Wasserstand: Pegel Brokdorf)

KN = Beginn des Trockenfallens der Brammerbank-Außenkante/-sände) eine plötzliche Querschnittseinengung verursacht. In Folge wird weiterhin die Meßstelle von der flächenhaften Überströmung der Brammerbank abgeschnitten.

Es darf angenommen werden, daß während dieser Zeit in zunehmendem Maße mit einer coriolisbedingten Rechtsablenkung des Stromes, welche chloridreiches Bodenwasser pulsierend an der abtauchenden Brammerbank vorbeischiebt, jene zu verzeichnenden „unruhigen“ Spitzenwerte im Salzgehalt verursacht werden.

Daß eine coriolisbedingte Rechtsablenkung des Chloridtransportes tatsächlich existiert, ist beispielsweise allein daran ablesbar, daß am Meßtag (22. 5. 1990) der sohlennahe Chloridgehalt in der tiefen Fahrrinne ($> 13,5$ m KN) bei Kenterpunkt einen deutlich geringeren Wert aufweist (1400 ppm gegenüber 2430 ppm, s. Abb. 17) als auf der hier angesprochenen und im flacheren Bereich (!) befindlichen Station 1 (9,5 m KN). Dies deutet ohne Frage auf eine sehr starke Rechtskomponente des Chloridvorstoßes bzw. ein Einfließen von Bodenwasser hohen Chloridgehaltes aus dem Bereich der Freiburg-Bank – was zwangsläufig auch zu hohen Chloridwerten binnenseitig der Brammerbank führen muß (s. dazu Abschnitt 3.2 und 3.5).

Stützend für die These einer Rechtsablenkung kann eine Messung vom 10. 8. 1988 angeführt werden, die als Querprofilaufnahme des Chloridgehaltes bei km 679,8 stattfand (s. Abb. 11).

Hier ist zu erkennen, daß die Meßlotrechte ‚A‘, gelegen im unterstromigen Bereich der südlichen (binnenseitigen) Umströmung der Brammerbank, im Beginn des Flutstroms bis auf einen Zeitraum von 1,5 Stunden **höhere** Chloridwerte aufweist, als die in Strommitte auf gleicher Linie (Außenkante der Brammerbank) befindliche Station ‚B‘ bzw. gar der Nordbereich der Hauptelbe (Station ‚C‘).

Hier deutet sich demnach tendenziell an, daß im Zuge der starken Rechtsablenkung des Flutstroms (Coriolis-bedingt) sehr viel chloridhaltiges Wasser in eine Umströmung der Brammerbank gelenkt wird.

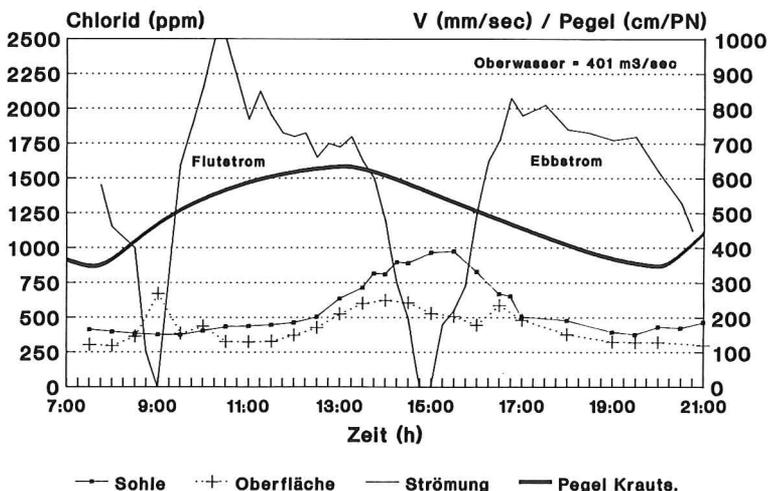


Abb. 10: Chloridgehalt am 22. 5. 1990 bei Elb-Kilometer 675,5 (Station 2), südlicher Tonnenstrich, Probenentnahme an Sohle und Oberfläche (Strömung = Sohlenmessung/Wasserstand; Pegel Krautsand)

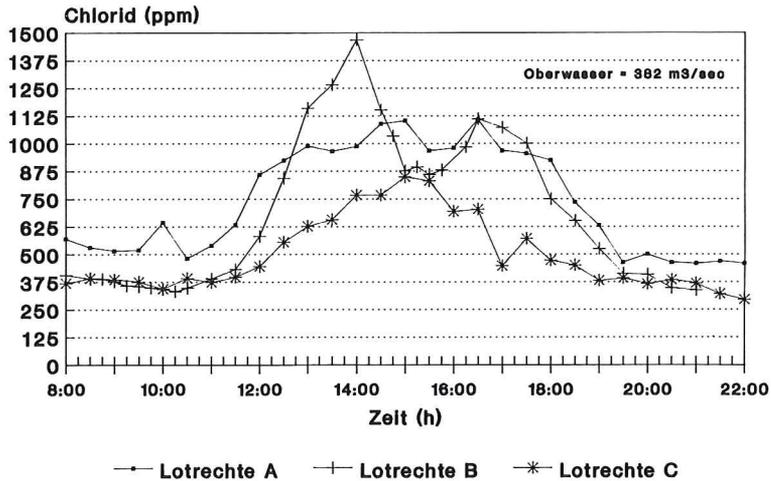


Abb. 11: Chloridgehalt am 10. 8. 1988 bei Elb-Kilometer 679,8, Querprofilaufnahme „Sohle“ und „Oberfläche“ in den Lotrechten ,A‘ (Südbereich: binnenseitige Einströmung zur Brammerbank), ,B‘ (Mitte: Außenkante Brammerbank) und ,C‘ (Nordbereich: Hollerwettern)

3.2 Station 2 bei km 675,5 (Krautsander Watt)

Von Station 1 zu Station 2 reduziert sich der Kenterpunkt-Chloridgehalt auf einer Distanz von nur 2700 m um nahezu 60 %. Vorgreifend auf Abschnitt 3.5 handelt es sich hier um jenen Stromabschnitt, der den größten Längsprofil-Gradienten aufweist. Das bedeutet auch, daß die Station 2 hinter der eigentlichen „harten“ Chlorid-Front liegt und dadurch im Vergleich zur 2700 m stromab gelegenen Station 1 einen harmonischen, das heißt ungestörten Ganglinienverlauf, besitzt (s. Abb. 10).

Auch wird an dieser Station deutlich, daß der Salzgehalt eher eine Funktion der zeitlichen Entwicklung der von See angelieferten Tidemasse ist, als der absoluten Strömungsgeschwindigkeit. Ein besonderer Anstieg des Salzgehaltes wird deshalb auch erst ab rd. 13:00 Uhr erreicht, während zu dieser Zeit die Flutstromgeschwindigkeiten bereits stark abzusinken beginnen.

Interessant ist der Vergleich des Chloridgehaltes zwischen dieser Position 2 (südlicher Tonnenstrich, Wassertiefe rd. 10 m KN) und einem Meßpunkt im gleichen Kilometer in Mitte der Fahrrinne (Wassertiefe 13,5 m KN), beprobt während des Kenterpunktes Flut auf Ebbe (Maximalwert, s. Längsprofil in Abb. 16).

Während im „flacheren“ Bereich der Position 2 nur ein Wert von 976 ppm erreicht wird, liegt dieser im Tiefwasser bei nahezu dem doppelten Betrag (1896 ppm). Dies erscheint auf den ersten Blick insofern „logisch“, als dichteres chloridreiches Bodenwasser sich in den tiefsten Bereichen des Profils sammelt, steht jedoch im Widerspruch zu den Ergebnissen aus Station 1 (Abschnitt 3.1).

Denn wie beschrieben, zeigt im Tiefwasser-Längsprofil die stromab benachbarte Station 1 auf Höhe km 678,2 bzw. sogar bei km 681,5 (Hollerwettern, s. Abb. 16) bei Kenterpunkt deutlich niedrigere Werte!

Diese scheinbar atypische Verteilung kann eigentlich nur so gedeutet werden, daß im Zuge der Umströmung der Brammerbank salzreiches Wasser bei km 682 (Freiburg) konzen-

triert aus der Hauptelbe „abgeleitet“ wird und auf diese Weise bei der „Wiedereinleitung“ in die Hauptelbe bei km 677 hier zu ungewöhnlich hohen Chloridgehalten im Tiefwasser führt (s. „Rechtsablenkung“ in Abschnitt 3.1 und Abb.17, zur Theorie eines „sichelartigen“ Chloridvorstoßes).

3.3 Station 3 bei km 672,4 (Rhinplatte-Süd)

Bei Elb-Kilometer 672,4 (Station 3) ist gegenüber der unterstromigen Station 2 bei km 675,5, d. h. auf nur 3100 m Distanz, der Chloridgehalt im Maximum wiederum stark reduziert worden (rd. 50 %). Die Verlaufskurve ist nach Abbildung 12 ähnlich der bei Station 2, allerdings wird das Chlorid-Maximum rd. 45 Minuten früher erreicht!

Ohne daß im einzelnen dafür eine detaillierte Erklärung geliefert werden kann, steht zu vermuten, daß auch hier der binnenseitig der Brammerbank bzw. des Krautsander Watts „voreilende“ relativ erhöhte Chloridgehalt aus der Umströmung (Rechtsablenkung) die Ursache sein dürfte. Bekannt ist nämlich, daß die Wurzelzone des Krautsander Watts bei Strom-Kilometer 675 eine Überströmungsrinne aufweist, über die mit dem Flutstrom aus dem Bereich „Einmündung Wischhafener Süderelbe“ sehr viel Feinmaterial in Richtung Hauptelbe „geschüttet“ wird (s. DAMMSCHNEIDER, 1988) – der Bezug zur Überführung von chloridreichem „Umströmungswasser“ in die Hauptelbe (unterstromig der Meßstelle) ist gedanklich naheliegend.

3.4 Station 4 bei km 669,5 (Schwarztonnensand)

Im Stromabschnitt zwischen km 672,4 (Station 3) und km 669,5 (Station 4) fällt die Spitze des Chloridgehaltes um vergleichsweise geringe 30 % ab – die Salzzunge dünnt stromauf offensichtlich langsamer aus.

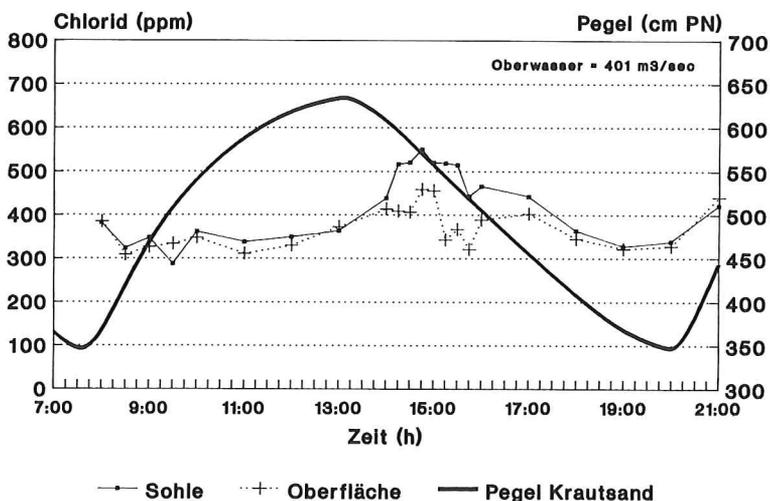


Abb. 12: Chloridgehalt am 22. 5. 1990 bei Elb-Kilometer 672,4 (Station 3), südlicher Tonnenstrich, Probenentnahme an Sohle und Oberfläche (Wasserstand: Pegel Krautsand)

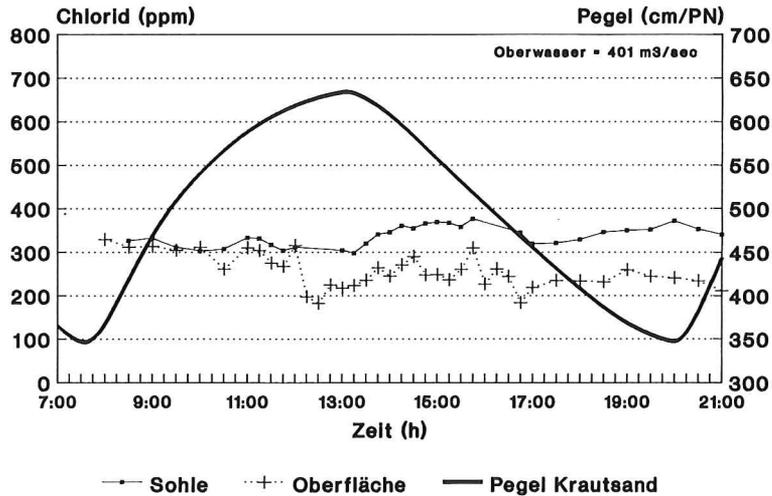


Abb. 13: Chloridgehalt am 22. 5. 1990 bei Elb-Kilometer 669,5 (Station 4), südlicher Tonnenstrich, Probenentnahme an Sohle und Oberfläche (Wasserstand: Pegel Krautsand)

Nach Abb. 13 ist evident, daß in der ersten Hälfte der Flutphase eine gute Durchmischung der Wassersäule zu beobachten ist. Erkennlich wird dies an den sehr geringen Salzgehaltsunterschieden zwischen Sohle und Oberfläche.

Ab 12 Uhr nehmen die Unterschiede zwischen Sohle und Oberfläche jedoch stark zu – eine Deutung ist problematisch, da dies Phänomen auch über Ebbstrom anhält.

Auffällig sind die im Laufe des Ebbstroms (zwischen 17 Uhr und 20 Uhr) ansteigenden Sohlen-Chloridwerte. Diese Beobachtung kann bereits bei der unterstromig gelegenen Station 3 gemacht werden. Es muß vermutet werden, daß ein (unbekannter) Einleiter oberstromig der Meßstelle der Elbe „Salze“ zuführt, die mit dem Ebbstrom mündungswärts transportiert werden.

3.5 Der Chloridgehalt im Längsprofil

Die vier Meßstationen waren am 22. 5. 1990 jeweils rd. 3000 m im Längsprofil aufeinanderfolgend angeordnet.

Wie Abbildung 14 zeigt, tritt der größte Sprung des stromauf abnehmenden Chloridgehaltes zwischen km 678,2 (Station 1) und km 675,5 (Station 2) in Erscheinung. Hier liegt im wesentlichen die „Frontlinie“ des ästuarinen Salzkeils der Unterelbe.

Auch die Abb. 15 belegt dies sehr deutlich: Über die Strecke dünnt der Chloridgehalt aus. Während von 13:30 Uhr auf 15:30 Uhr (dann: in zeitlicher Nähe zum Kenterpunkt) bei km 678,2 (Position 1) noch eine signifikante Steigerung des Salzgehaltes zu verzeichnen ist, verändert sich bei km 672,4 (Position 3) der Wert nur noch relativ geringfügig. Die Position 4 (km 669,5) stellt bei der Messung vom 22. 5. 1990 nahezu die Spitze der Salzzunge dar, die nur noch im letzten Flutast die Meßstelle tangiert.

Das in Abb. 16 dargestellte Chlorid-Längsprofil scheint die bereits angedeutete Hypothese einer die Brammerbank umströmenden „Salzsichel“ zu bestätigen.

Dargestellt wird hier ein zusätzlich zu den regulären vier Meßstationen aufgemessenes

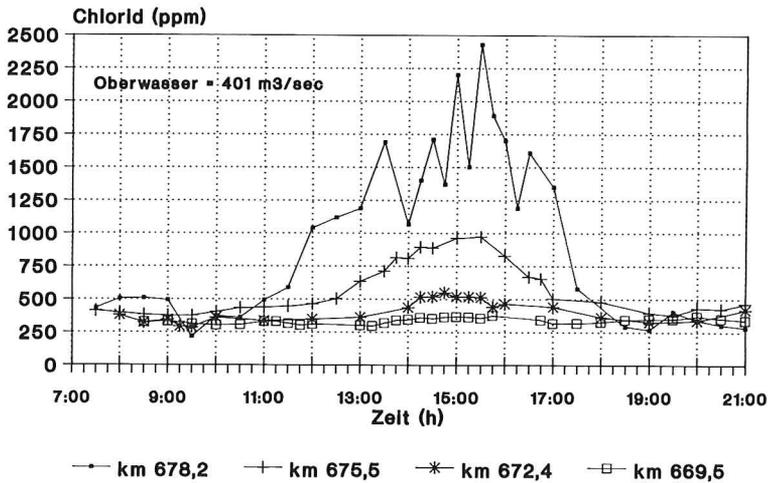


Abb. 14: Chloridgehalt der Unterelbe am 22. 5. 1990 bei den Meßstationen ,1^c (km 678,2), ,2^c (675,5), ,3^c (km 672,4) und ,4^c (km 669,5)

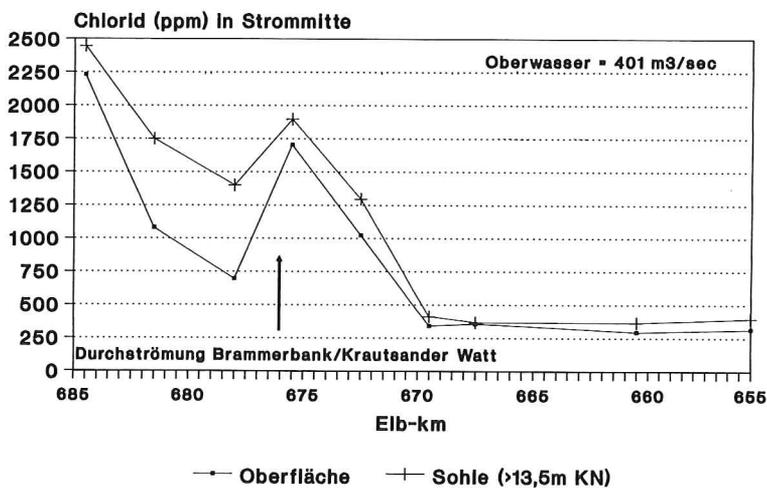


Abb. 15: „Salzkeil“-Darstellung im Unterelbebereich zwischen Kilometer 678,2 und 669,5 für die Messung am 22. 5. 1990

dynamisches Längsprofil (Beprobung vom stromauf den Kenterpunkt begleitenden Meßfahrzeug MS Libelle). Der Chloridgehalt wurde an neun Längsprofil-Punkten jeweils

- bei Kenterpunkt des Stromes
- in Strommitte
- an der Sohle bzw. Oberfläche aufgenommen.

Es zeigt das bereits in Abschnitt 3.2 kommentierte Ergebnis, daß ziemlich genau auf Höhe der Durchströmung zwischen Brammerbank und Krautsander Watt, und damit im Bereich des „Wiedereintritts“ der südlichen Umströmung der Brammerbank, ein gestörtes Chlorid-Längsprofil zu beobachten ist – mit großer Wahrscheinlichkeit eine Folge des

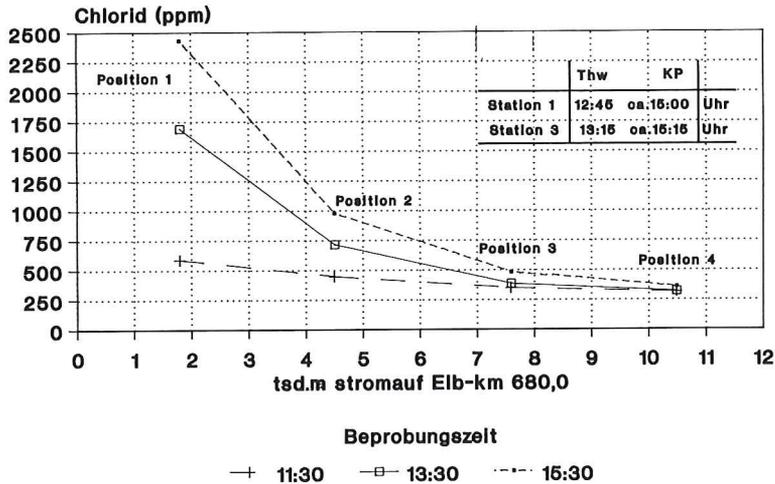


Abb. 16: Chlorid-Längsprofil vom 22. 5. 1990, beprobt je angegebenem Standort bei Kenterpunkt Flut auf Ebbe in Strommitte

coriolisbedingt erfolgenden und sichelartig verlaufenden Vorstoßes chloridreicheren Flutstrom-Wassers aus dem Bereich der „Ableitung“ bei Elb-Kilometer 682 (Freiburg).

Zur Verdeutlichung dieser Vorstellung dient die Abb. 17. Sie zeigt gemäß der tatsächlich bei Kenterpunkt gemessenen Chloridverteilungen die vermutlichen Transportwege des Chlorids in Form einer Isohalinen-Skizze.

Ohne Frage wäre es in einem nächsten Schritt wichtig zu erfahren, in welcher Form tatsächlich binnenseitig der Brammerbank bzw. des Krautsander Watts die Chloridverteilung abläuft. Hierzu ist jedoch ein verhältnismäßig großer Meßaufwand notwendig, da zusätzlich zur Datenaufnahme im Bereich der Hauptelbe parallele Referenzstationen in den Seitenbereichen betrieben werden müssen.

4. Salzgehalt und Oberwasser

Nach Auswertung der in den letzten 10 Jahren regelmäßig zu unterschiedlichen Oberwasserbedingungen durchgeführten Salzgehalts-Querprofilmessungen (über jeweils eine volle Tide an 3 Meßlotrechten, jeweils Sohle und Oberfläche, bei Elb-km 679,8) kann festgestellt werden, daß bei rd. $500 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberwasserführung eine „kritische“ Grenzmarke zur Erhöhung des Salzgehaltes im Untersuchungsgebiet besteht:

Nach Abb.18 zeigt sich, daß bei Unterschreiten von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberwasserführung die Wahrscheinlichkeit bzw. Intensität eines stromauf vorstoßenden Salzkeils außerordentlich erhöht ist.

Der Wert von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberwasser ist ein sehr interessantes Ergebnis hinsichtlich der bereits zu Beginn erwähnten Tatsache, daß nämlich genau ab Unterschreitung dieser Grenzmarke die Wahrscheinlichkeit zum Auftreten von Baggermengen vor der Insel Rhinplatte drastisch ansteigt (s. Abb. 7)!

Es kann nun spekuliert werden, ob nicht tatsächlich eine Beziehung zwischen der Oberwasserführung und dem Einsetzen von Mindertiefen vor Rhinplatte besteht.

Allerdings scheint der Mechanismus dieser Wechselbeziehung weniger über den reinen

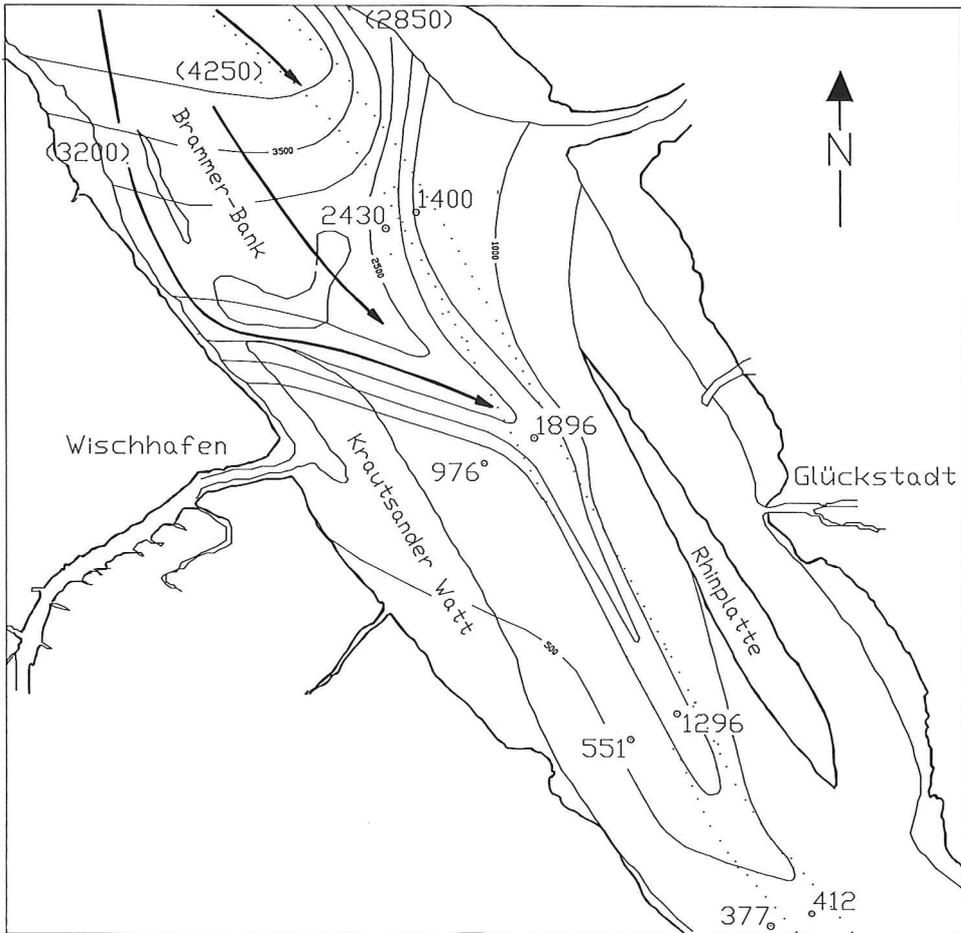


Abb. 17: Isohalinen-Skizze nach Chlorid-Verteilung vom 22. 5. 1990 (je Meßstelle Darstellung der Chlorid-Werte in ppm bei Kenterpunkt); \rightarrow = Chlorid-Transportbahnen; $-x-$ = Isohalinen (Äquidistanz 500 ppm)

Salzgehalt, d. h. die Ausfällung von Schwebstoff aus dem Wasserkörper, zu funktionieren, als vielmehr über die Veränderung des Stromauftransportes von Sediment mittels eines vergleichsweise erheblich verstärkten Flutstroms.

Zur Erläuterung sei auf die Ergebnisse aus DAMMSCHNEIDER (1989) verwiesen. Danach ist folgende „Kausal“-Abhängigkeit für die Unterelbe erkennbar:

1. Mit Abnahme des Oberwassers ist eine Abnahme des Ebbdauerüberschusses verbunden.
2. Mit Abnahme des Ebbdauerüberschusses/mit Abnahme des Oberwassers kann im Untersuchungsgebiet eine negative Abweichung der Thw vom Mthw beobachtet werden.
3. Mit Absenkung des Ebbdauerüberschusses/des Oberwasserabflusses/der Thw nehmen die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten im Untersuchungsgebiet „Baggerstelle Rhinplatte“ signifikant ab.
4. Mit einem Absinken der mittleren Strömungsgeschwindigkeiten wird die Sedimentationszeit, d. h. die Zeit des Unterschreitens der Grenzscherpkraft, zwingenderweise größer.

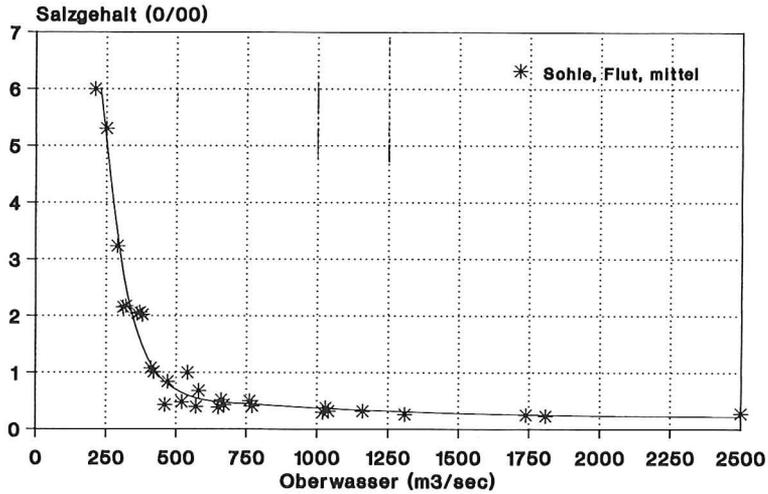


Abb. 18: Der Chloridgehalt der Unterelbe bei km 680 in Abhängigkeit vom Oberwasser. Dargestellt: 28 Messungen des Zeitraumes 1979 bis 1989, jeweils Mittelwerte einer Flutphase (nach Unterlagen des WSA Hamburg)

5. Mit Unterschreiten von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberwasserführung dringt in sehr starkem Maße salzhaltiges (Boden-)wasser in den Bereich der Baggerstelle Rhinplatte vor.
 6. Mit dem (ab $< 500 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberwasser verstärkten) bodennahen Salzwasserkeil ist ein verstärkter stromaufwärts gerichteter Dichte- bzw. Materialtransport verbunden.
- Die Punkte 1–6 ergeben nun unter Berücksichtigung des im Bereich der Baggerstelle Rhinplatte relativ zu großen morphologischen Querschnitts (s. Abb. 19) bei Unterschreiten des Oberwasser-Abflußwertes von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ eine deutlich erhöhte Wahrscheinlichkeit zur Sedimentation von natürlichem, im Längstransport befindlichen Umlagerungsmaterial.

Mit anderen Worten: Aufgrund der vorstehenden Abhängigkeiten zwischen Oberwasser, Wasserstand, Strömung und Morphologie treten naturbedingt Verhältnisse ein, die in erheblichem Umfang Material in den Tiefwasserbereich (in die Fahrrinne) vor der Insel Rhinplatte eintreiben bzw. zur Sedimentation kommen lassen.

5. Schwebstoffgehalt und Strömungsgeschwindigkeit

Schwebstoffproben konnten in regelmäßigen Abständen bei Station 2 (km 675,5) gesammelt werden: Hier war auf der „MS Nige Wark“ eine Zentrifuge zur Extrahierung von Schwebstoffen aus 200 l Sohlenwasserproben verfügbar. Demgegenüber wurden auf Station 1 (km 678,2) allein zu zwei Zeitpunkten Sohlenwasserproben gezogen und zentrifugiert, andererseits aber eine halbtidenübergreifende Sammel-Probe mit einem neuartigen Schwebstoffsammler (s. Abb. 20) entnommen.

Dabei zeigt sich, daß die Station 1 eine außerordentliche Konzentration des Schwebstofftransportes auf dem Ebbstrom besitzt: Absolut wurden während der Ebbphase 777,4 g Material gesammelt, während der Flutphase jedoch nur 44,6 g!

Es darf angenommen werden, daß dies ein indirekter Hinweis auf die tideweise stark differierenden Verläufe der Haupttransportbahnen darstellt.

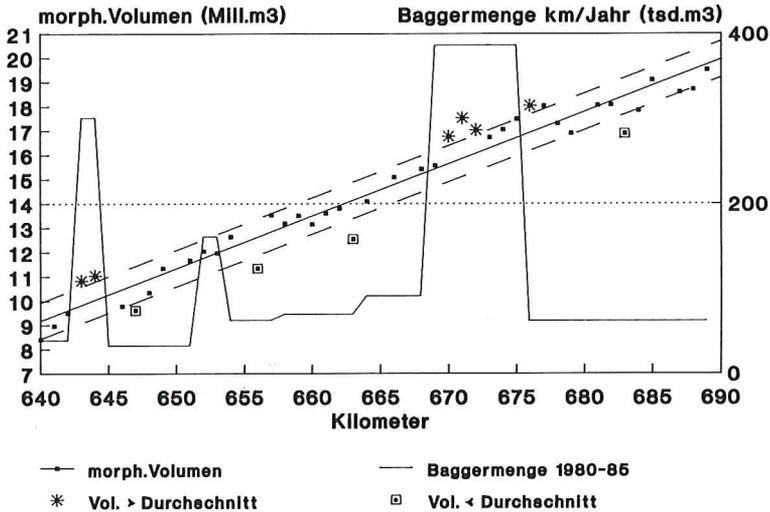


Abb. 19: Morphologisches Volumen und Baggermengen im Bereich des WSA Hamburg (Volumenangaben nach DAMMSCHNEIDER, 1983)

Demgegenüber fällt im Liegebereich der bei km 675,5 stationierten „MS Nige Wark“ die sehr enge Beziehung zwischen Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstoffgehalt im Flutast auf (s. Abb. 21).

Im Vergleich dazu weist der Ebbast (absolut) erheblich geringere Schwebstoffwerte auf, und auch die Veränderlichkeit ist eher eine zeitliche („Akkumulation“/Anstieg über die Zeit), als eine von der (Ebb-)Strömungsgeschwindigkeit geprägte.

Das deutet in Zusammenschau mit den Ergebnissen der Station 1 (km 678,2) sowie den Analysen der räumlichen Chloridverteilung (Abschnitt 3.1–3.5) an, daß die flächenhafte Verteilung des Stofftransportes wie folgt aussehen könnte:

Mit dem Flutstrom und einer starken Rechtsablenkung wird sehr viel Feinmaterial aus dem Längstransport hinter die Brammerbank gezogen. Aufgrund des zum Hauptstrom hin weitestgehend geschlossenen Sandes der Brammerbank wird dieser konzentrierte „Stoff“-Transport (Schweb/Chlorid) erst auf Höhe des km 677, d. h. in der derzeitigen Durchströmung zwischen Brammerbank und Krautsander Watt, in die Hauptelbe „zurück“-entlassen.

Demgegenüber findet bei Ebbstrom eine Konzentration des Materialtransports im Hauptelbe-Längsprofil statt (im Grunde ebenfalls mit einer Rechtsablenkung, nun jedoch zum Nordufer bzw. Strommitte), die weniger Material zum Südufer bzw. dem Krautsander Watt (Meß-Station 2) verfrachtet, als vielmehr mit einem gedachten Stromfaden zur Außenkante/Hauptelbeseite der Brammerbank.

Diese Deutung befindet sich in voller Übereinstimmung mit Beobachtungen des Verfassers (DAMMSCHNEIDER, 1988) zum Ebb-Materialtransport entlang der Außenkante des Krautsander Watts bzw. dem Flut-Transport binnenseitig der Brammerbank in Richtung Wischhafener Süderelbe/Überströmung des Krautsander Watts im Bereich der Wurzelzone bei Kilometer 675.

Hinsichtlich der episodischen Mobilisierung von fluid-mud kann ein exemplarisches Längsprofil von vier im Bereich der „Baggerstelle Rhinplatte“ aufeinanderfolgender Strömungsmeßstationen einen neuen Einblick in das Naturgeschehen liefern.

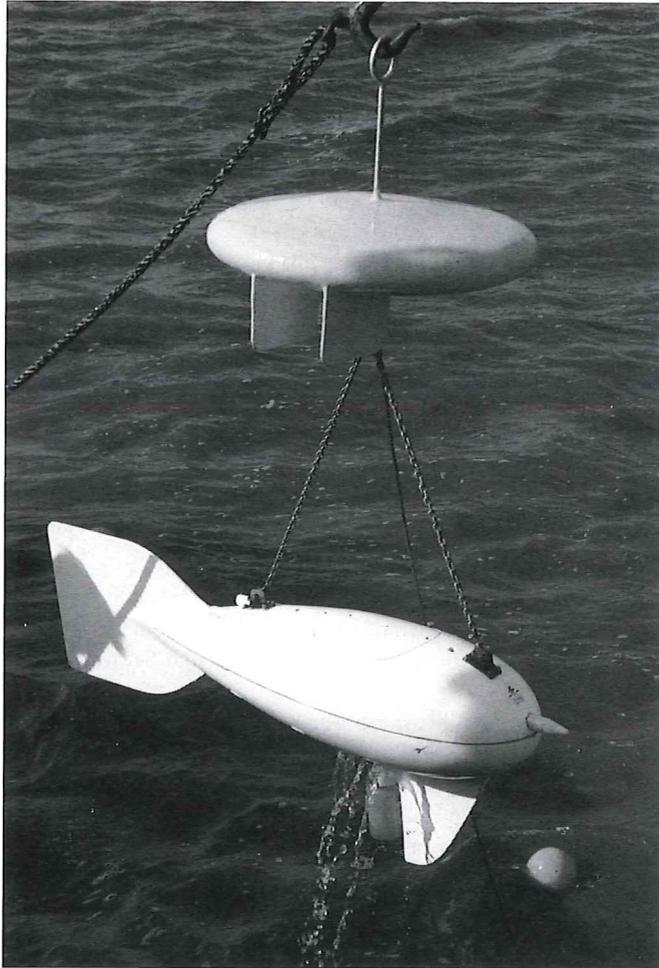


Abb. 20: Schwebstoffsammler; Prototyp der Bundesanstalt für Gewässerkunde (Entwurf: H. Düber/WSA HH und L. Reinemann/BfG)

Wie die Abb. 22 anhand der (hier morphodynamisch typisierenden) V_{\max} -Geschwindigkeiten zeigt, wird mit laufendem Ebbstrom oberstromig der Baggerstelle Rhinplatte ein bemerkenswert stark ausgeprägter Geschwindigkeitsgipfel ausgebildet. Allerdings, und das liefert vermutlich einen wesentlichen Grund für das aperiodisch/schlagartige Auftreten von eintreibendem fluid-mud, nicht immer!

Vergleichsmessungen belegen nämlich, daß an dieser Meßstelle im Normalfall Ebb-Tiden mit einem etwas reduzierten V_{\max} -Gipfel dominieren. Wenn jedoch, wie am 22.5.1990 geschehen, innerhalb kurzer Zeit eine Geschwindigkeitszunahme des Ebbstroms auf bis zu 172 cm/s (= + 74 % in 60 Minuten) einsetzt, muß zwangsläufig eine sehr starke Turbulenzwirkung den Wasserkörper durchdringen. In diesem Zuge kann grundsätzlich sehr viel Material in Bewegung gebracht werden.

Dies allein wäre nicht unbedingt außergewöhnlich. Im Zusammenhang mit dem im Bereich der Kilometer 671 bis 675 übergroßen Querschnitt, quantifiziert durch das so-

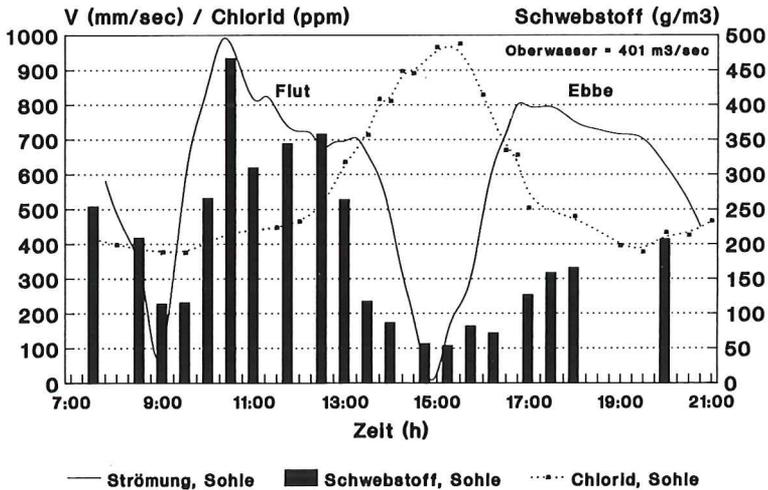


Abb. 21: Schwebstoffgehalt, Chlorid und Strömung an der Sohle bei Elb-Kilometer 675,5 (Station 2, südlicher Tonnenstrich) am 22. 5. 1990

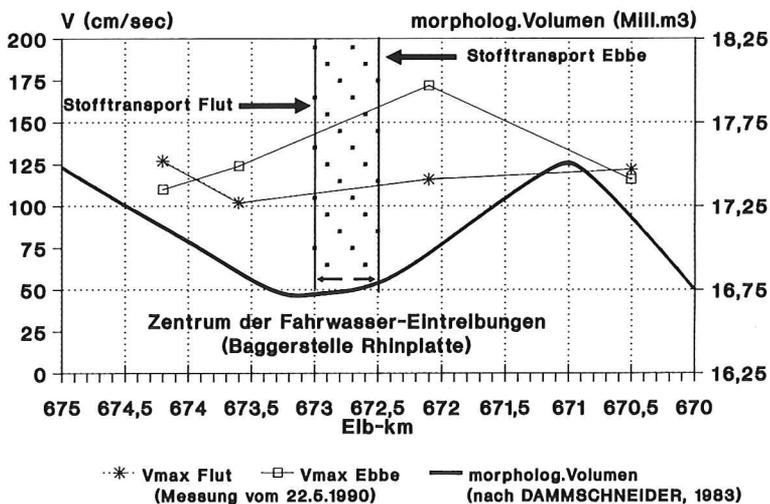


Abb. 22: Strömung und morphologisches Volumen zwischen Elb-Kilometer 670 und 675 (Baggerstelle Rhinplatte). Strömung gemessen am 22. 5. 1990

nannte „morphologische Volumen“ (DAMMSCHNEIDER, 1983), tritt jedoch der Fall ein, daß ober- oder unterstromig der Rhinplatte mobilisiertes Material genau im Fahrwassersektor vor der Insel Rhinplatte in ein tendenzielles Sedimentationsmilieu gerät:

Die Stromgeschwindigkeiten sind in diesem Bereich bei Flut- wie Ebbstrom geringer als ober- bzw. unterstromig.

Die geschilderten Systemzusammenhänge führen damit zu einer morphologischen Inhomogenität, die im Fazit große wasserbauliche Probleme verursacht. Lösungsmöglichkeiten sollen an dieser Stelle nicht aufgezeigt werden, wären jedoch unter Beachtung des übergeordneten Wechselspiels der Systemparameter denkbar.

6. Schriftenverzeichnis

- ASTER, D. und MEYER, E.: Verbesserte Bestimmung der nautischen Tiefe im Emdrer Fahrwasser. HANSA, Nr. 23–24, 1990.
- BAEHR, T.: Morphodynamik im Elbeästuar – Akkumulation von Feinmaterial in der Fahrrinne auf der Grundlage einer flächenhaften Sedimentkartierung. Unveröffentl. Diplom-Arbeit, Hamburg, 1990.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: Gutachten über Modellversuche Rhinplatte im Elbemodell mit fester Sohle. Unveröffentl. Gutachten, BAW, Hamburg, 1990.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Inluviale Schwemmfächer – Über die lokalen Folgen natürlicher Materialumlagerungen im Bereich der Untereibe. Die Küste, H. 43, 1986.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Flächenhafte Materialanalyse und Sohlformeninterpretation – Grundlagen zur Bestimmung der gerichteten Morphodynamik im Elbeästuar. Unveröffentlichte Untersuchung, Hamburg, 1986.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Luftbildkartierung von Schwimmerbahnen – Eine Methode zur iterativen Aufnahme von flächenhaften Strömungsverteilungen und ihr Vergleich zur punktuellen In-Situ-Meßwertgewinnung. Die Küste, H. 47, 1988.
- KIRBY, R. und PARKER, W. R.: Seabed density measurements related to echo sounder records. Dock and Harbour Auth., Nr. 54, 1974.
- KIRBY, R. und PARKER, W. R.: The behaviour of cohesive sediment in the Inne Bristol Channel and Severn Estuary in relation to construction of the Severn Barrage. Report 117 of Inst. of Oceanogr., Taunton, 1981.
- LUCHT, F.: Die Sandwanderung im unteren Tidegebiet der Elbe. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Bd. 6, 1953.
- NÖTHLICH, I.: Untersuchungen über die Beziehungen zwischen Strömung und Schwebstoffgehalt in der Untereibe. Aus der hydrobiologischen Abteilung des zoologischen Staatsinstituts und zoologischen Museums, Hamburg, 1967.
- PIANC: Underkeel clearance for large ships in maritime fairways with hard bottom. Bulletin Nr. 51, 1985.
- POSTMA, H. und KALLE, K.: Die Entstehung von Trübungszonen im Unterlauf von Flüssen, speziell im Hinblick auf die Verhältnisse in der Untereibe. Deutsche Hydrogr. Zeitschrift 8, 1955.
- ROHDE, H.: Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstofftransport in einem Tidefluß. Die Küste, H. 25, 1974.

Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt

VON ALFRED FÜHRBÖTER UND HANS-HENNING DETTE

Zusammenfassung

Flächenhafte Sandvorspülungen als Methode des aktiven Küstenschutzes werden an der Westküste Sylts seit 1972 angewandt. Für die Optimierung der Wiederholungsvorspülung besteht die Frage, mit welchen Wiederholungsintervallen und den damit verbundenen Vorspülmengen die wirtschaftlichste Form einer solchen Küstenverteidigung erreicht werden kann. Es wird gezeigt, daß sich der Abbau einer Sandvorspülung nach einem Exponentialgesetz aus der Kernphysik mit der Definition einer Halbwertszeit vollzieht; als Nachweis dienen Naturmeßdaten von sechs Sandvorspülungen auf Sylt. Auf dieser Grundlage kann der langfristige Massenbedarf für Sandvorspülungen minimiert werden, wenn möglichst kurze Wiederholungsintervalle mit entsprechend geringen Vorspülmengen gewählt werden. Einschränkungen für Anwendungen in der Praxis werden diskutiert.

Außerdem wird dargelegt, daß durch die Form einer Sandvorspülung (z. B. Höft, Girlanden) und bei gleichem Einbauvolumen durch geeignete Einbauverfahren eine Verlängerung des Wiederholungsintervalles erreicht werden kann.

Summary

Beach nourishments as active coastal protection measures are favoured along the west coast of Sylt/North Sea since 1972. With respect to repetition of nourishments it is of interest to know by which intervals and connected beach supply the most economical way of such coastal protection method can be achieved. It is shown and proved by field data from 6 nourishments carried out at Sylt that the decay of beach nourishments follows the same exponential law like that known from nuclear physics with the definition of a half-life period. From this validity follows that the lowest longterm demand for beach supply exists for repetitions of beach nourishments with the shortest repetition intervals with which besides the lowest masses are connected. Limitations for practical application are discussed.

Furthermore it is demonstrated that by means of shaping (e. g. sand spit, girland pattern) and with same fill volume by means of adequate fill procedure a prolongation of repetition interval can be expected.

Inhalt

1. Einleitung und Aufgabenstellung	52
2. Wasserstände und Sturmfluten an der Nordseeküste	53
3. Zum seegangserzeugten Energiefluß an der Westküste Sylts	64
4. Langfristiges Abbruchgeschehen an der Westküste von Sylt	71
5. Beschreibung der Vorspülungen auf Sylt (1972 bis 1986)	76
5.1 Westerland (1972, 1978 und 1984)	76
5.2 Vorspülung vor Rantum (1987)	81
5.3 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986)	86
5.4 Vorspülung vor Kampen (1985)	87
6. Analyse und Bewertung der Sandvorspülungen vor Sylt	89
6.1 Anmerkungen zur Vorspülmenge, Halbwertszeit und Wiederholungsintervall	89
6.2 Halbwertszeiten der Vorspülungen vor Westerland und Betrachtungen zu künftigen Wiederholungsintervallen	93
6.3 Zu den Halbwertszeiten einzelner Vorspülungen	99
6.3.1 Vorspülung vor Rantum (1987)	99
6.3.2 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986)	100

6.3.3 Vorspülung vor Kampen (1985)	102
6.3.4 Zusammenstellung der Halbwertzeiten	104
6.4 Betrachtungen zur Optimierung der Vorspülgeometrie	105
6.4.1 Sandvorspülung in Form eines Höftes	105
6.4.2 Sandvorspülung in Form einer Girlande	108
7. Zusammenfassende Beurteilung und Optimierungsmöglichkeiten	109
8. Zusammenfassung	121
9. Schriftenverzeichnis	125

1. Einleitung und Aufgabenstellung

An der Westküste Sylts wurde bis etwa 1970 der passive Küstenschutz praktiziert, d. h., daß vorhandene, in der Standsicherheit gefährdete Schutzwerke durch fortlaufende bauliche Zusatzmaßnahmen (z. B. Fußsicherungen) geschützt bzw. Längswerke zum Schutz von abbruchgefährdeten Küstenabschnitten erstellt wurden (z. B. Verlängerung der Schutzwerke in Westerland und Tetrapodenlängswerk Hörnum). Im Jahre 1972 wurde erstmalig die Methode des aktiven Küstenschutzes in Form einer flächenhaften Versuchssandvorspülung vor Westerland (Abb. 1) durchgeführt. Durch umfangreiche Begleituntersuchungen in den Jahren vor, während und nach der Vorspülung sollte u. a. festgestellt werden, ob künftige Sandvorspülungen eine wirksamere und möglicherweise auch wirtschaftlichere Form des Schutzes der Uferbauten vor Westerland darstellen (FÜHRBÖTER et al., 1976).

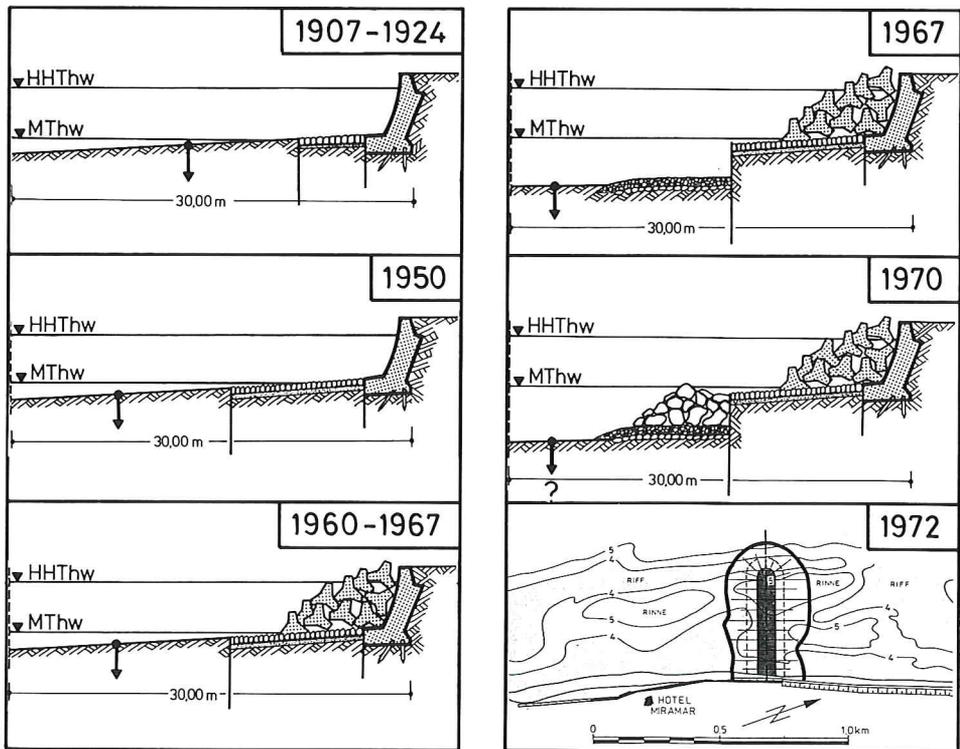


Abb. 1: Übergang vom passiven Küstenschutz zum aktiven Küstenschutz vor Sylt im Jahre 1972

Nach einer weiteren Vorspülung vor Westerland im Jahre 1978 wurde erstmals im Jahre 1983 eine Versuchssandvorspülung vor Hörnum durchgeführt, um auch die Eignung von Sandvorspülungen als Schutz für unbefestigte Dünenabschnitte zu untersuchen (DETTE u. GÄRTNER, 1987). Danach folgte eine zweite Vorspülung im Dünenabschnitt vor Rantum als ein weiterer Test in Verbindung mit der 2. Wiederholungsvorspülung vor Westerland (1984). Die umfangreiche Vorspülung zwischen Wenningstedt und Kampen im Jahre 1985 zum Schutz des Kliffbereiches vor weiteren Abbrüchen stellte dann bereits die 1. Maßnahme im Rahmen des Fachplanes „Küstenschutz Sylt“ (ALW Husum, 1985) dar. Der Fachplan beinhaltet eine Gesamtkonzeption für den Küstenschutz bis zum Jahr 2020, bei der davon ausgegangen wurde, daß ständig zu wiederholende Sandvorspülungen ohne zusätzliche Bauwerke in technischer, wirtschaftlicher und landschaftspflegerischer Hinsicht die günstigste Lösung darstellen. Die Form der künftigen Sicherung der natürlichen Abbruchkante gegen fortgesetzte Erosion besteht aus einem Sanddepot auf dem hohen Strand vor Dünen bzw. Kliffs und einer zusätzlichen Auffüllung zur Erhaltung und Verbreiterung des Vorstrandes (ANDRESEN et al., 1987).

Sandvorspülungen als eine Art von flexibler Küstenverteidigung können keine Dauerbauwerke sein. Sie unterliegen einem ständigen Abtrag, die Wiederholungsvorspülungen in bestimmten Zeitabständen (Wiederholungsintervallen) notwendig machen. Dieses Wiederholungsintervall, das im Zusammenhang mit der damit verbundenen Vorspülmenge für die Kosten und damit auch – langfristig gesehen – für die Wirtschaftlichkeit dieser Küstenschutzmethode von entscheidender Bedeutung ist, hängt außer von dem Wellenangriff von der Art der Vorspülung und von der Beschaffenheit des Vorspülmaterials, aber ebenfalls sehr stark von dem Minimalvolumen (entsprechend dem Strandprofil) ab, das auf der Vorspülstrecke zum Schutz der Uferbefestigung oder des Kliff- oder Dünenfußes als erforderlich angesehen werden muß.

Aufgabe der folgenden Untersuchungen ist es, die im Zeitraum von 1972 bis 1990 durchgeführten Sandvorspülungen einer gemeinsamen Bewertung zu unterziehen und daraus Optimierungsmöglichkeiten für die Zeit abzuleiten.

Für die Bearbeitung wird ein umfangreiches Datenmaterial verwendet, das vom AMT FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT HUSUM (im folgenden ALW HUSUM genannt) zur Verfügung gestellt wurde; außerdem werden Ergebnisse von Forschungsarbeiten herangezogen, die im Rahmen des Forschungsvorhabens „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase I –“, gefördert vom BUNDESMINISTER FÜR FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMFT) und vom LAND SCHLESWIG-HOLSTEIN, erzielt wurden.

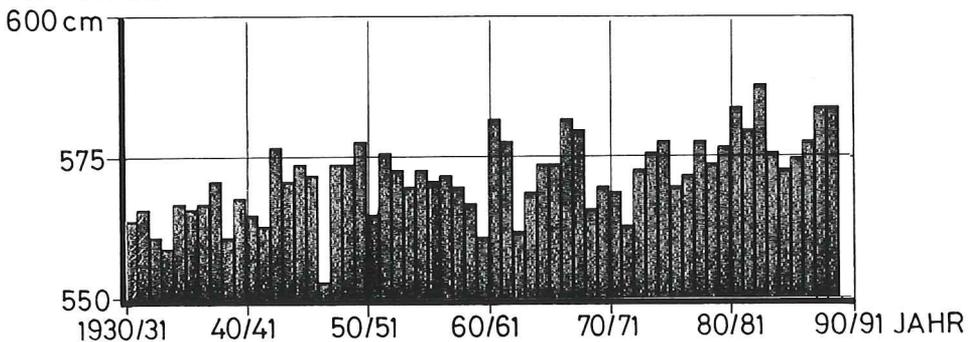
Für eine realistische Bewertung der einzelnen Vorspülungen auf Sylt ist es notwendig, die längerfristige Entwicklung der Wasserstände und der Sturmfluten (seit etwa 1900) zu berücksichtigen und Kenntnisse über die Wechselwirkungen zwischen den Besonderheiten des Wellenangriffs auf den Nord- und Südteil der Westküste und den dadurch bedingten Abbrüchen von Dünen und Kliffs einzubeziehen. Darauf wird einleitend in den nachfolgenden Abschnitten eingegangen.

2. Wasserstände und Sturmfluten an der Nordseeküste

Sowohl von der Entwicklung der mittleren Wasserstände als auch von der Sturmflutaktivität her hat sich in den letzten 30 Jahren (etwa nach 1960) eine Änderung ergeben. Im Säkularanstieg ist an allen deutschen Nordseepegeln ein beschleunigter Anstieg der mittleren Tidehochwasser (MThw) festzustellen, zugleich hat sowohl die Höhe als auch die Häufigkeit

der Sturmfluten zugenommen. Für den Küstenschutz ist von den mittleren Tidewasserständen das Tidehochwasser von besonderer Bedeutung. Für den Pegel List zeigt Abb. 2 das veränderliche Mitteltidehochwasser (MThw) als Jahreswerte von 1930 bis 1990 (oben) sowie als 5jährige übergreifende Mittel (unten). Beide Darstellungen lassen als Trendaussage seit etwa 1960 einen beschleunigten Säkularanstieg erkennen; in den mittleren Tideniedrigwassern (MTnw) tritt dagegen dieser Trend nicht so deutlich hervor. Für die 50 Jahre von 1934 bis 1983 zeigt der Pegel List eine Erhöhung des mittleren Tidehochwassers um 12 cm, extrapoliert auf 100 Jahre würde dieses 24 cm/Jahrhundert bedeuten. In den 25 Jahren von 1959 bis 1983 wurde aber ein Anstieg von 11 cm gemessen, extrapoliert auf 100 Jahre würde dieses 44 cm/Jahrhundert ergeben; es sei hierzu aber bemerkt, daß dies nur eine formale Extrapolation und keine Prognose sein kann (FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985).

PN - 5 m NN



PN - 5 m NN

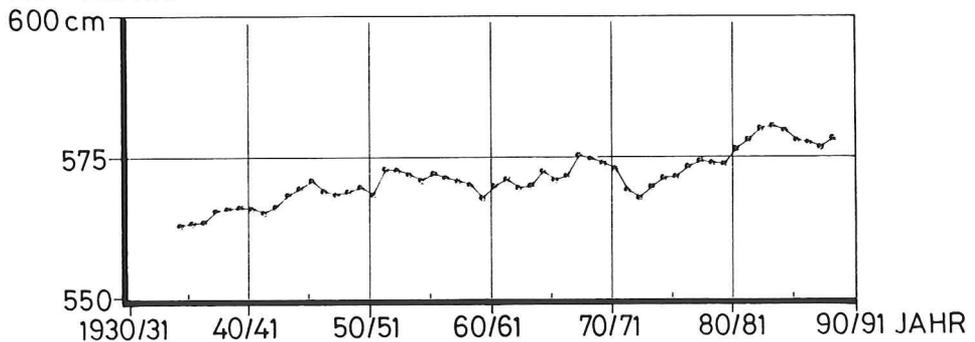


Abb. 2: Entwicklung der mittleren jährlichen Tidehochwasser (MThw) am Pegel List/Sylt im Zeitraum 1930 bis 1990 (oben) und übergreifende 5jährige Mittel (unten)

Während sich ein Anstieg des MThw nur im Bereich der Uferlinie bemerkbar macht, betrifft die Zunahme der Sturmfluttätigkeit den gesamten Strand bis zu einer oberen Begrenzung als Düne, Kliff oder Uferbefestigung. Auf Abb. 3 sind die jährlichen HThw am Pegel List von 1900 bis 1990 aufgetragen; es wird dabei immer eine Zeitspanne vom 1.7. des Vorjahres bis zum 30.6. des nachfolgenden Jahres betrachtet. Aus Abb. 3 ist ersichtlich, daß z.B. die Höhenstufe von NN + 350 cm (850 cm PN - 5 m NN) vor 1960 von keiner Sturmflut erreicht wurde, während in der Zeit nach 1960 dieser Wert viermal überschritten

WASSERSTAND PN = NN - 500 cm
PN + 950 cm

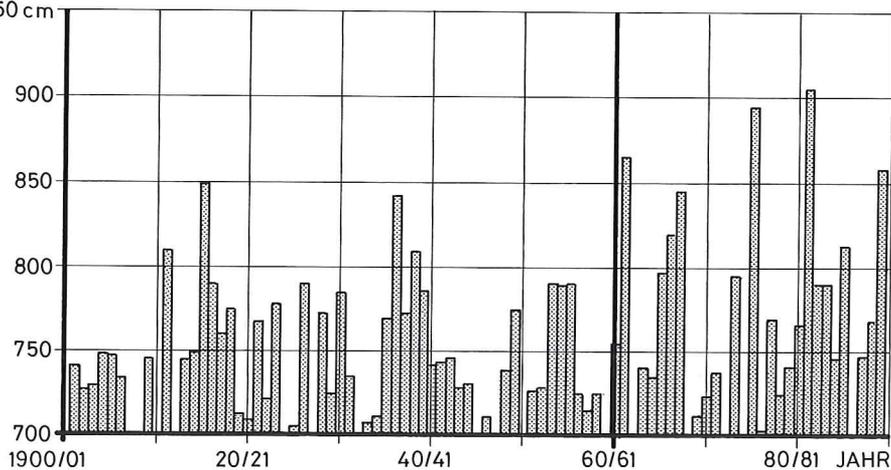


Abb. 3: Pegel List/Sylt: Sturmflutwasserstände seit 1900 (Jahreswerte der HThw)

wurde, wobei das HHThw vom 24. 11. 1981 einen Wasserstand von NN + 405 cm ergab. Diese Häufung von Extremsturmfluten führt auch zu einer Veränderung des Wertes H_{100} , der denjenigen Wasserstand bezeichnet, der – im Mittel – einmal im Jahrhundert erreicht wird. Dieser Wert H_{100} kann nach dem Gedankenmodell ‚Vergeßlicher Chronist‘ (FÜHRBÖTER, 1976) mit einem Zeitfenster von 50 Jahren als Funktion der Zeit $H_{100}(t)$ berechnet werden; Abb. 4 zeigt in Gegenüberstellung für die Pegel Cuxhaven, Büsum und Husum (für zwei Anpassungsfunktionen (JENKINSON-C u. FÜHRBÖTER, 1976)) diese Funktionen $H_{100}(t)$, die nach 1960 – unabhängig von der Anpassungsfunktion – einen Anstieg um rd. 0,5 m bis zum Jahre 1987 zeigen; eine entsprechende Entwicklung gilt auch für die Westküste von Sylt.

Auf Abb. 3 und 4 sind nur die jährlichen Höchstwerte berücksichtigt; es kann aber durchaus der Fall sein, daß in einem Jahr mehrere hohe Sturmfluten auftreten, die in diesen Darstellungen nicht berücksichtigt werden. Deshalb sind auf Tafel 1 für den Pegel List die 25 höchsten Sturmfluten dieses Jahrhunderts nach ihrer Höhe geordnet aufgetragen; zum Vergleich sind für diese Sturmfluten auch die Wasserstände am Pegel Cuxhaven in Tafel 1 aufgenommen worden. Von diesen 25 höchsten Sturmfluten gehören allein 16 den letzten 30 Jahren seit 1960 an; in den 60 Jahren vor 1960 traten nur 9 dieser 25 höchsten Sturmfluten auf.

Aber nicht allein die Höhe der Sturmfluten, sondern auch deren jährliche Häufigkeiten sind von größter Bedeutung für die küstenmorphologischen Vorgänge. Als ein Maß für die Häufigkeit hoher Sturmfluten können die Verweilzeiten angesehen werden, in denen sich im Jahr der Wasserstand oberhalb eines bestimmten Indikatorhorizontes aufhält. Für einen solchen Indikatorhorizont von NN + 200 cm – das entspricht etwa MThw + 1,3 m – sind auf Tafel 2 und Abb. 5 diese Verweilzeiten für den Pegel List aufgetragen; auch hier werden die Verweilzeiten auf die Zeitspannen vom 1. 7. des Vorjahres bis zum 30. 6. des nachfolgenden Jahres bezogen. Abb. 5 zeigt, daß eine Verweilzeit von 30 Stunden in den 60 Jahren vor 1960 nur einmal überschritten wurde, während es in den 30 Jahren nach 1960 siebenmal der Fall ist. Der bisherige Höchstwert wurde für den Winter 1989/90 mit rd. 53 Stunden gemessen; dieser Wert ist ausschließlich durch die Sturmfluten im Januar/Februar 1990 bedingt.

Aus Abb. 6 ist ersichtlich, daß auch eine gewisse Korrelation zwischen den Sturmfluthöhen als den jährlichen HThw (oben) und den Verweilzeiten (Mitte) besteht; nach Abb. 6

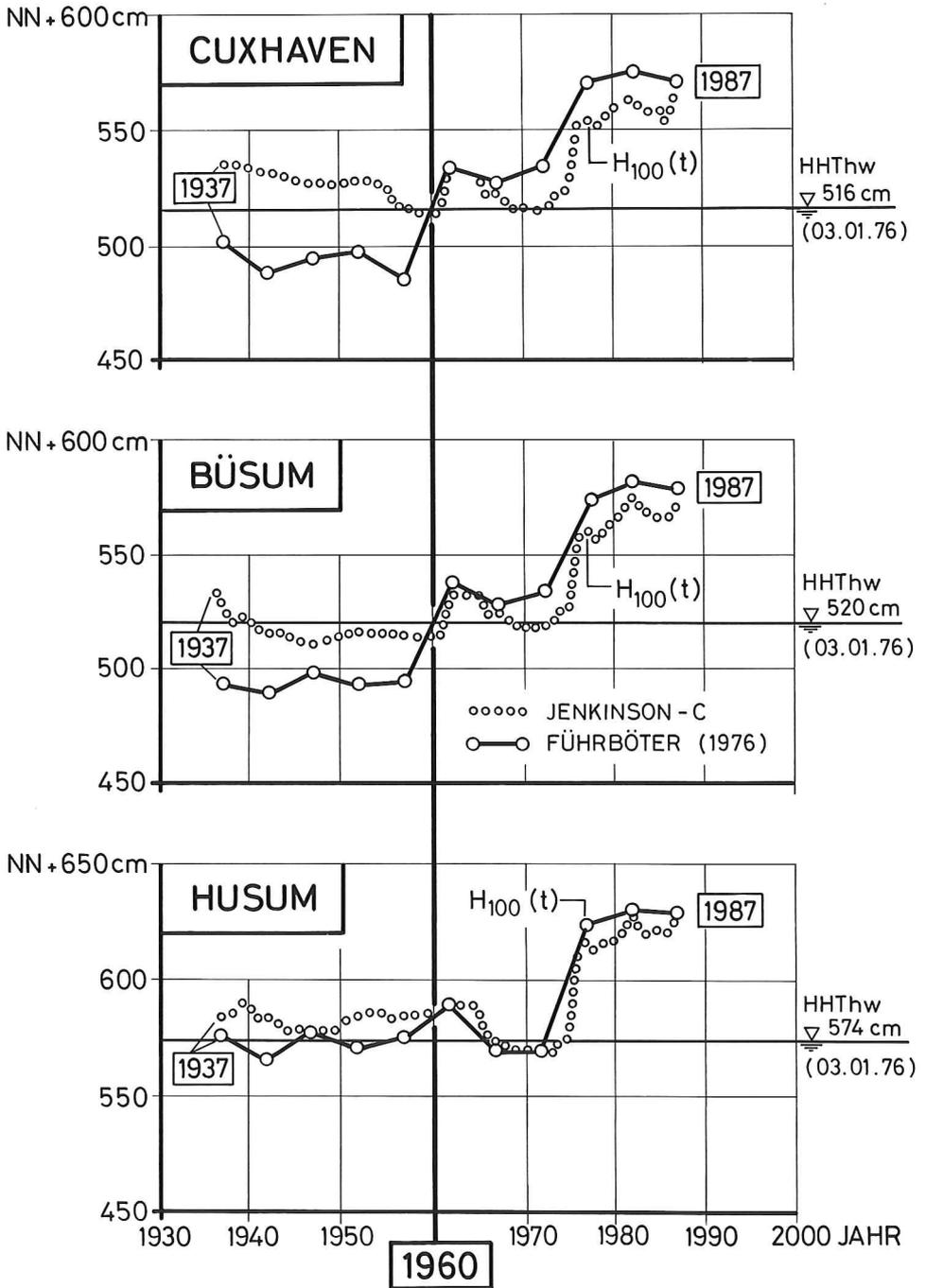


Abb. 4: Pegel Cuxhaven, Büsum und Husum: Zeitliche Änderungen des Sturmflutwasserstandes H_{100} (Wahrscheinlichkeit einmal in 100 Jahren) nach zwei verschiedenen Berechnungsverfahren (aus FÜHRBÖTER et al., 1988)

Tafel 1. Eintrittszeiten und Scheitelwerte der 25 höchsten Sturmfluten seit 1900 am Pegel List/Sylt (nach der Höhe gerechnet) zusammen mit den zeitlich zugehörigen Werten des Pegels Cuxhaven

lfd. Nr.	List 1901–1990		Cuxhaven 1901–1990		lfd. Nr.
	Datum	Höhe	Datum	Höhe	
1	24. 11. 81	905	24. 11. 81	951	4
2	3. 1. 76	894	3. 1. 76	1010	1
3	17. 2. 62	865	16./17. 2. 62	995	2
4	26. 1. 90	858	25./26. 1. 90	877	> 25
5	27. 2. 90	849	26./27. 2. 90	944	5
6	16. 2. 16*	848	16./17. 2. 16	911	12
7	21. 1. 76	847	20./21. 1. 76	970	3
8	15. 1. 68	845	15. 1. 68	815	> 25
9	18. 10. 36	842	18. 10. 36	922	11
10	28. 2. 90	827	27./28. 2. 90	934	8
11	27. 10. 36	826	27. 10. 36	861	> 25
12	26. 2. 90	824	26. 2. 90	824	> 25
13	23. 2. 67	820	23./24. 2. 67	899	21
14	6. 11. 85	813	6. 11. 85	808	> 25
15	6. 11. 11*	810	5./ 6. 11. 11	851	> 25
16	24. 11. 38	810	23./24. 11. 38	850	> 25
17	2. 11. 65	797	1./ 2. 11. 65	874	> 25
18	19. 11. 73	795	19. 11. 73	907	16
19	1. 3. 67	794	28. 2./ 1. 3. 67	888	> 25
20	24. 11. 16	790	24. 11. 16	< 850	> 25
21	10. 10. 26	790	10. 10. 26	903	17
22	16. 1. 54	790	16. 1. 54	869	> 25
23	21. 1. 56	790	21. 1. 56	769	> 25
24	2. 3. 83	790	2. 3. 83	< 850	> 25
25	4. 1. 84	790	3./ 4. 1. 84	853	> 25

*) Tidekurve geschätzt

VERWEILZEIT OBERHALB NN + 200 cm
60 Std.

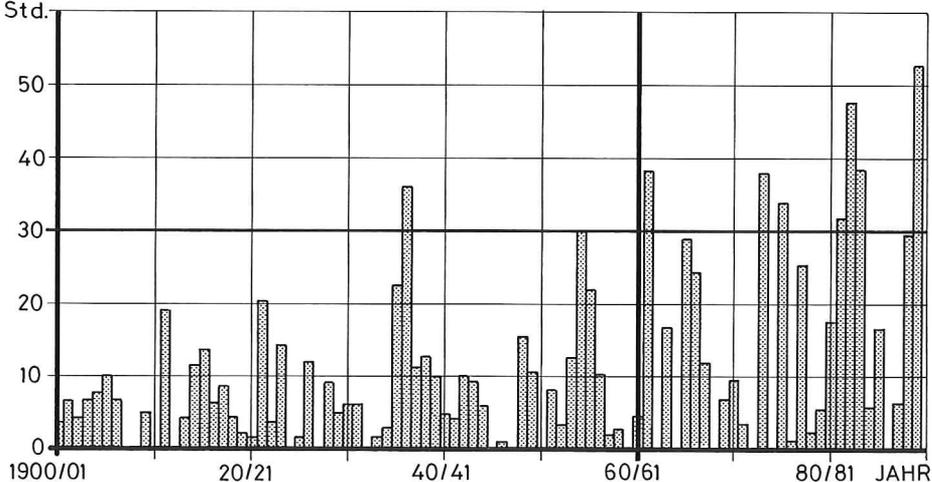
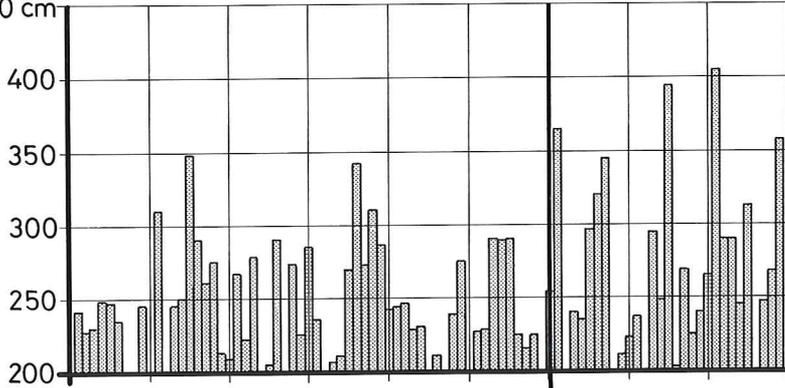


Abb. 5: Pegel List/Sylt: Jährliche Verweilzeiten (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm von 1900/1901 bis 1989/1990

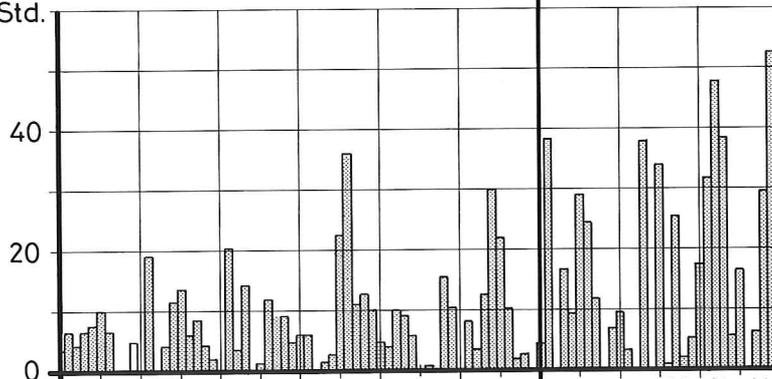
JÄHRLICHE HThw

NN + 450 cm



VERWEILZEIT \geq NN + 200 cm

60 Std.



1900/01 20/21 40/41 1960 80/81 JAHR

JÄHRLICHE HThw

NN + 450 cm

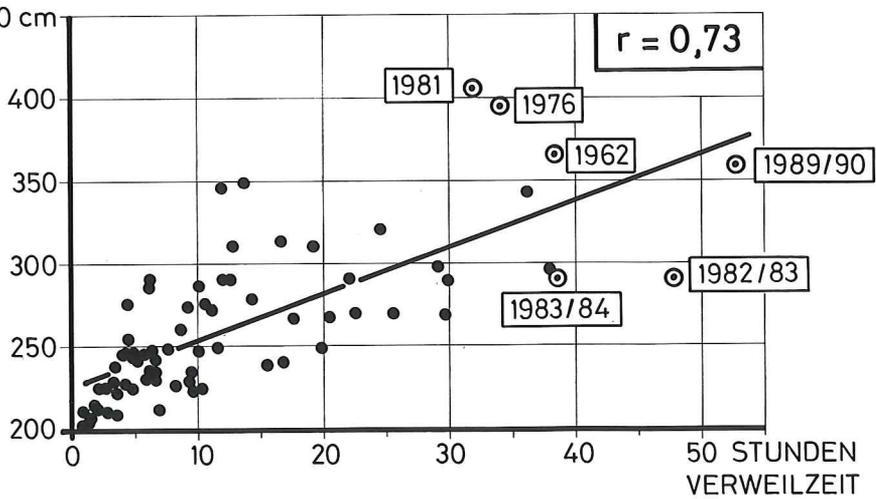


Abb. 6: Jährliche HThw (oben) und Verweilzeiten oberhalb NN + 200 cm (Mitte) am Pegel List (Abb. 3 und 4) sowie Korrelation zwischen HThw und Verweilzeiten (aus FÜHRBÖTER und TÖPPE, 1991)

(unten) ergibt sich ein Korrelationskoeffizient von $r = 0,73$, zusätzlich zeigt sich auch hier (Abb. 6, unten), daß sowohl die drei höchsten Sturmflutwasserstände (1981, 1976 und 1962) als auch die drei höchsten Verweilzeiten (1989/90, 1982/83 und 1961/62) in den 30 Jahren nach 1960 auftraten.

Wird das Datenmaterial des Pegels List, das aus einem Kollektiv von 90 Jahren (von 1900 bis 1990) besteht, in zwei gleichgroße Teilkollektive von je 45 Jahren geteilt, so zeigt sich die Zunahme der Sturmfluthöhen und -häufigkeiten auch in den Wasserstandsdauerlinien, die für die Horizonte oberhalb von NN + 200 cm (PN + 700 cm) auf Abb. 7 dargestellt sind. Die Kurve für das Teilkollektiv 1945/1990 zeigt in fast allen Höhenstufen mehr als die doppelten Zeitspannen gegenüber der Kurve 1900/1945.

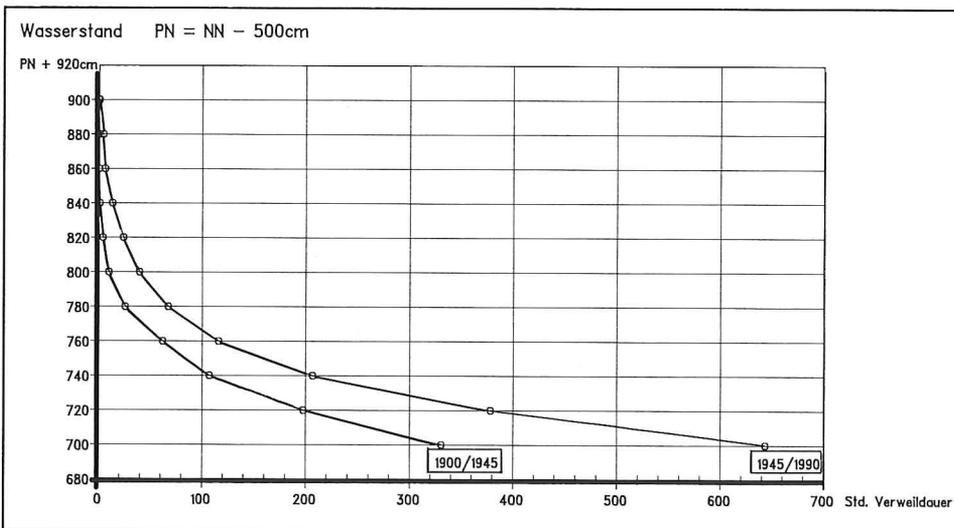


Abb. 7: Pegel List/Sylt: Wasserstandsdauerlinie für die 45-jährigen Zeitreihen von 1900 bis 1945 und 1945 bis 1990

Auch in der Zahl der Sturmfluten oberhalb bestimmter Horizonte drückt sich dieser Anstieg in den letzten Jahrzehnten aus. Abb. 8 (oben) zeigt nach SIEFERT die Zunahme der jährlichen Anzahl von Sturmfluten für den Pegel Cuxhaven (SIEFERT, 1988), eine nahezu gleiche Ganglinie ergibt sich für die Häufigkeit von Ereignissen und auch für die Summe der jährlichen Verweilzeiten (jeweils bezogen auf den Horizont oberhalb NN + 200 cm) am Pegel List (Abb. 8, Mitte). Für die vorgenannten Gegenüberstellungen wurden 3-jährige übergreifende Mittelwerte herangezogen. Daß in allen Darstellungen (FÜHRBÖTER u. TÖPPE, 1991) ein Zyklus mit einer Periode von etwa 6 Jahren festgestellt werden kann, sei an dieser Stelle nur erwähnt. Bereits 1975 erwähnte LAMB eine derartige, meteorologisch bedingte Periode von etwa 5 bis 6 Jahren, deren Bedeutung bisher noch nicht genügend erkannt worden ist. Zusätzlich zeigt Abb. 8 (unten) die Entwicklung des mittleren Tidehubes an der deutschen Nordseeküste (Mittelwert aus 10 Pegelstationen, vgl. FÜHRBÖTER, 1986). Hier zeigen die Jahreswerte bis 1960 sehr anschaulich die astronomisch bedingten Perioden der Nodaltide von rd. 18,6 Jahren; nach 1960 ist aber eine Anomalie deutlich sichtbar, die durch den beschleunigten Anstieg der MThw bei nahezu gleichbleibenden oder sogar fallenden MTnw bedingt ist. Es ist zu vermuten, daß die Anomalien in den Sturmflutaktivitäten und in den mittleren

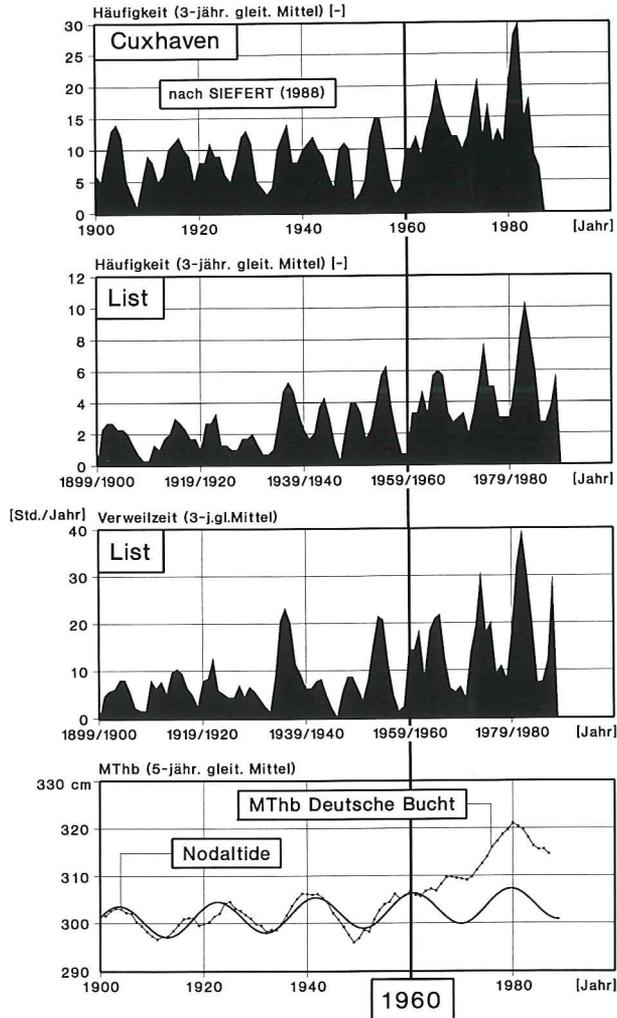


Abb. 8: Entwicklung der Sturmflutaktivitäten und der mittleren Wasserstände seit 1900: (aus FÜHRBÖTER und TÖPPE, 1991)

- Zahl der Sturmfluten höher als NN +300 cm am Pegel Cuxhaven nach SIEFERT, 1988 (dreijährige übergreifende Mittel)
- Zahl der Sturmfluten höher als NN +200 cm am Pegel List (dreijährige übergreifende Mittel)
- Verweilzeiten oberhalb NN +200 cm am Pegel List (dreijährige übergreifende Mittel)
- Mittlerer Tidehub von 10 Nordseepegeln (fünfjährige übergreifende Mittel)

Wasserständen auf gemeinsame meteorologische Ursachen (Klimaänderungen) zurückzuführen sind.

Die Verweilzeiten am Pegel List (Tafel 2) können auch als Summenkurve dargestellt werden (Abb. 9). Es geht hieraus hervor, daß es nicht möglich ist, mit einer einzigen Ausgleichsgeraden den Gesamtverlauf der Kurve von 1900 bis 1990 zu nähern; durch zwei Ausgleichsgeraden – für 1900 bis 1960 und ab 1960 bis 1990 – kann der Verlauf der Summenkurve jedoch verhältnismäßig gut durch lineare Funktionen genähert werden. Dabei

Tafel 2. Pegel List/Sylt: Jährliche Verweilzeiten und Summe (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN +200 cm von 1900/1901 bis 1989/1990

Zeitraum	Verweilzeit (Std.)		Zeitraum	Verweilzeit (Std.)	
	Jährlich	Summe		Jährlich	Summe
1899–1900	2,0	2,0	1946–1947	0,8	331,6
1900–1901	3,5	5,5	1947–1948	0,0	331,6
1901–1902	6,6	12,0	1948–1949	15,5	347,1
1902–1903	4,2	16,3	1949–1950	10,5	357,6
1903–1904	6,6	22,8	1950–1951	0,0	357,6
1904–1905	7,6	30,4	1951–1952	8,2	365,8
1905–1906	10,1	40,5	1952–1953	3,3	369,1
1906–1907	6,6	47,2	1953–1954	12,6	381,6
1907–1908	0,0	47,2	1954–1955	29,8	411,5
1908–1909	0,0	47,2	1955–1956	22,0	433,5
1909–1910	4,9	52,1	1956–1957	10,3	443,7
1910–1911	0,0	52,1	1957–1958	1,8	445,5
1911–1912	19,2	71,3	1958–1959	2,7	448,1
1912–1913	0,0	71,3	1959–1960	0,0	448,1
1913–1914	4,2	75,3	1960–1961	4,4	452,6
1914–1915	11,5	86,8	1961–1962	38,3	490,9
1915–1916	13,7	100,5	1962–1963	0,0	490,9
1916–1917	6,1	106,8	1963–1964	16,8	507,6
1917–1918	8,6	115,4	1964–1965	9,4	517,1
1918–1919	4,3	119,7	1965–1966	29,1	546,1
1919–1920	2,0	121,7	1966–1967	24,5	570,6
1920–1921	1,3	122,8	1967–1968	11,8	582,4
1921–1922	20,4	143,2	1968–1969	0,0	582,4
1922–1923	3,5	146,7	1969–1970	6,8	589,3
1923–1924	14,3	161,0	1970–1971	9,6	598,8
1924–1925	0,0	161,0	1971–1972	3,3	602,2
1925–1926	1,3	162,3	1972–1973	0,0	602,2
1926–1927	11,9	174,2	1973–1974	38,0	640,2
1927–1928	0,0	174,2	1974–1975	19,8	659,9
1928–1929	9,1	183,3	1975–1976	34,0	693,9
1929–1930	4,8	188,1	1976–1977	0,8	694,7
1930–1931	6,1	194,2	1977–1978	25,5	720,2
1931–1932	6,1	200,2	1978–1979	2,1	722,3
1932–1933	0,0	200,2	1979–1980	5,3	727,5
1933–1934	1,5	201,7	1980–1981	17,6	745,1
1934–1935	2,8	204,5	1981–1982	31,8	776,9
1935–1936	22,5	227,0	1982–1983	47,8	824,7
1936–1937	36,1	263,1	1983–1984	38,5	863,2
1937–1938	11,1	274,1	1984–1985	5,7	868,8
1938–1939	12,8	286,9	1985–1986	16,6	885,4
1939–1940	10,0	296,9	1986–1987	0,0	885,4
1940–1941	4,8	301,6	1987–1988	6,3	891,7
1941–1942	4,0	305,6	1988–1989	29,7	921,4
1942–1943	10,1	315,7	1989–1990	52,7	974,1
1943–1944	9,3	325,0			
1944–1945	5,8	330,8			
1945–1946	0,0	330,8			

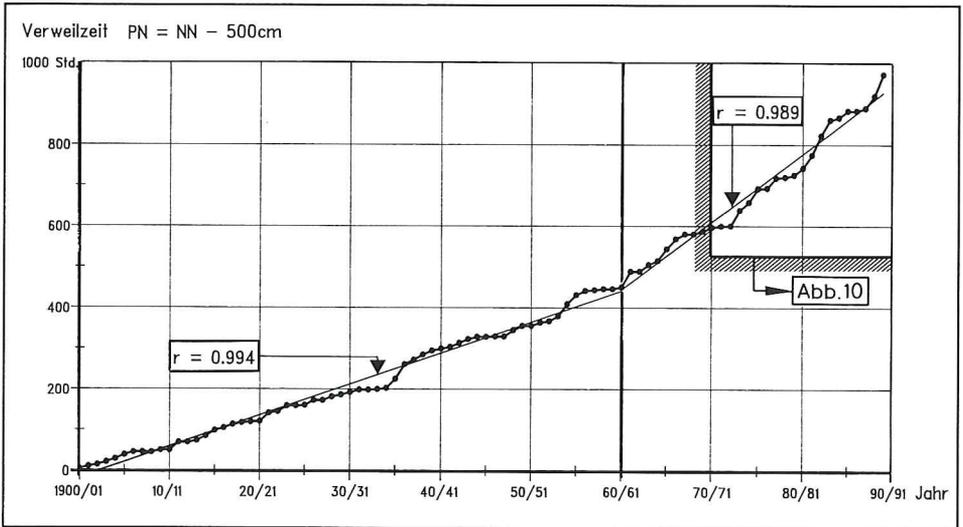


Abb. 9: Pegel List/Sylt: Summenlinie der jährlichen Verweilzeiten (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm von 1900/1901 bis 1989/1990

ist die Ausgleichsgerade für den letzten Zeitraum (1960 bis 1990) wesentlich steiler geneigt als für die Jahrzehnte vor 1960.

Für den Zeitraum der zu bewertenden Vorspülungen (ab 1972) ist der Verlauf dieser Summenkurve (Abb. 9) nochmals in vergrößertem Maßstab dargestellt (Abb. 10). Hieraus läßt sich für die ebenfalls zu berücksichtigende Wellenenergie – die eng mit den Verweilzeiten hoher Wasserstände zusammenhängt – folgern, daß im langfristigen Geschehen selbst zu Zeiten erheblicher Sturmfluttätigkeit (wie nach 1960) diese Summenkurve durch eine lineare Funktion genähert werden kann; dies bedeutet, daß für langfristige Betrachtungen der Zeitmaßstab weitgehend linear mit der Wellenenergie verbunden ist (vgl. Abschnitt 4).

Abschließend zeigt Abb. 11 die Zehnjahresmittel der Verweilzeiten oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm für den Pegel List. Die jährlichen Mittelwerte lagen vor 1960 bei 7,5 Stunden/Jahr; nach 1960 bei 17,4 Stunden/Jahr. Es ist bekannt, daß diese erheblichen Änderungen der Sturmfluttätigkeit in den letzten Jahrzehnten auch das Abbruchgeschehen der Insel Sylt deutlich verstärkt haben (FÜHRBÖTER, 1984 b).

Hohe Wasserstände sind an der Westküste von Sylt stets auch mit entsprechend hohen Wellenenergien verbunden. Somit können die beschriebenen Entwicklungen der Wasserstände, die insbesondere durch die Entwicklung der Verweilzeiten ausgedrückt werden, *in erster Näherung* auch als repräsentativ für die Änderungen des Wellenklimas angesehen werden. Für das kontinuierliche Abbruchgeschehen ist aber auch derjenige Seegang von großer Wichtigkeit, der langfristig auch bei normalen Tidewasserständen oder bei nur wenig erhöhten Tiden auftritt; außerdem ist gerade an der Westküste von Sylt auch die Wellenangriffsrichtung von großer Bedeutung. Diese Einflüsse werden im folgenden Abschnitt behandelt.

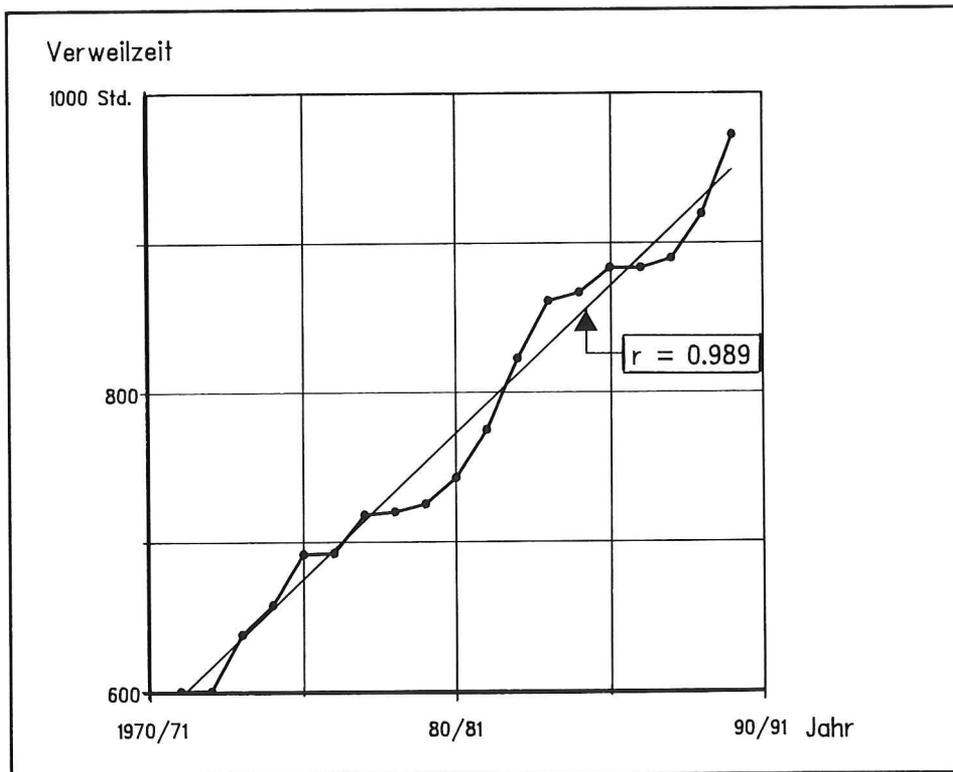


Abb. 10: Pegel List/Sylt: Summenlinie der jährlichen Verweilzeiten (vom 1. Juli des Vorjahres bis zum 30. Juni des nachfolgenden Jahres) oberhalb des Indikatorhorizontes NN +200 cm von 1970/1971 bis 1989/1990

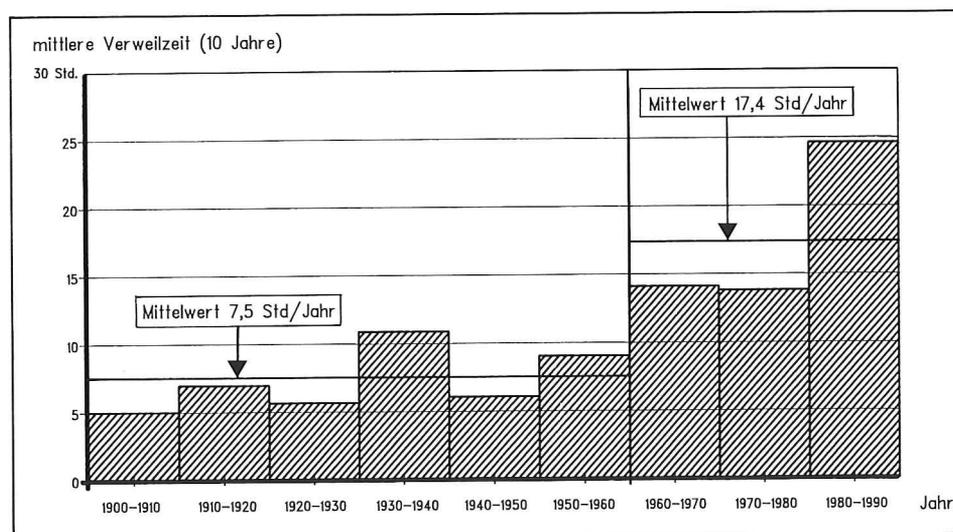


Abb. 11: Pegel List/Sylt: Zehnjahresmittel der Verweilzeiten oberhalb des Indikatorhorizontes NN + 200 cm

3. Zum seegangserzeugten Energiefluß an der Westküste Sylts

Erhöhte Wasserstände sind an der Westküste Sylts stets auch mit entsprechend hohen Wellenenergien verbunden. Bei diesen Verhältnissen herrscht überwiegend der Küstenquertransport vor, durch den Sand aus dem hohen Strand in die Strandbrandungszone umgelagert wird (vgl. auch Abschnitt 4). Bei anschließenden normalen Wetterlagen wird der „überschüssige“ Sand im Küstenvorfeld durch die vorherrschenden Küstenlängsströmungen zu den Inselenden verfrachtet und in die Haupttiderinnen verlagert, so daß der umgelagerte Sand der Küste weitgehend verlorenght.

Die Energie, die durch den Seegang an die Küste gelangt, kann durch den Energiefluß als einer Vektorgröße, d.h. durch die Verknüpfung von Größenordnung und Anlaufrichtung, beschrieben werden.

Seit 1986 werden vom ALW Husum und von FRANZIUS-INSTITUT DER UNIVERSITÄT HANNOVER im Küstenvorfeld der Insel Sylt Wellenmessungen mit einer Richtungswellenboje betrieben, mit der seither nahezu kontinuierlich die Daten des ankommenden Seeganges registriert wurden. Unter Verwendung dieser Messungen – mit Ergänzungen durch Wind-Wellen-Korrelationen – konnte ein lückenloser vierjähriger Datensatz mit stündlichen Werten – vom 1. Juli 1986 bis zum 30. Juni 1990 – gewonnen werden, der eine detaillierte Analyse der Wellenenergie erlaubt (DETTE et al., 1991). Es ist dabei als ein günstiger Zufall zu werten, daß mit den Sturmfluten vom Januar und Februar 1990 Extremereignisse in diesen Zeitraum fielen, die den bisherigen Größtwert der Verweilzeiten oberhalb NN + 200 cm lieferten (rd. 53 Std., vgl. Tafel 2 und Abb. 5); außerdem trat am 26. 1. 1990 mit NN + 350 cm die vierthöchste aller Sturmfluten seit 1900 auf, insgesamt gehören vier Sturmfluten dieser beiden Monate zu den höchsten 25 Sturmfluten dieses Jahrhunderts (Tafel 1; alle Daten beziehen sich auf den Pegel List).

Außer der Wellenfortschrittsrichtung wurden die Wellenspektren gemessen, die auf die signifikante Wellenhöhe H_s ausgewertet wurden.

Das vorgenannte Datenmaterial wurde nach einem Vorschlag von RAUDKIVI (1991) einer speziellen Auswertung unterzogen, die quantitative Vergleichsaussagen über die Wellenenergien in der Uferbrandung erlaubt.

Es wird wie üblich die Wellenenergie auf eine Einheitsbreite (= 1 m) senkrecht zur Wellenfortschrittsrichtung bezogen; es ist für eine Welle der Länge L :

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot L \quad (1)$$

Die Leistung für eine Wellenperiode T ist

$$N = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot \frac{L}{T} = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot c \quad (2)$$

Die Wellenschnelligkeit im Flachwasser ist

$$c = \sqrt{g \cdot d} \quad (3)$$

Für den Brechpunkt wird näherungsweise

$$d \sim H \quad (4)$$

gesetzt, was für die Leistung

$$N = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot \sqrt{g \cdot H} = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g^{3/2} \cdot H^{5/2} \quad (5)$$

ergibt.

Aus den Messungen wird weiterhin nach RAUDKIVI (1991) aus der signifikanten Wellenhöhe H_s die mittlere Wellenhöhe H_{rms} (= root mean square) als kennzeichnende Wellenhöhe für den Energiefluß in erster Näherung nach der Beziehung

$$H_{rms} = H_s / \sqrt{2} \quad (6)$$

ermittelt und in die Gleichung für die Leistung eingesetzt; bezogen auf eine bestimmte Zeitspanne (Stunden, Tage, Monate) ergibt sich dann wieder die Dimension einer Energie

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g^{3/2} \cdot H_{rms}^{5/2} \quad (7)$$

Diese Energie ist mit der Wellenfortschrittsrichtung verbunden. Sie kann formal in Verbindung mit einer Uferlinie in eine küstennormale und eine küstenparallele Komponente zerlegt werden; wenn α der Winkel zur Uferlinie mit $\alpha = 0$ bei senkrechtem Wellenangriff ist, so ergeben sich die

$$\begin{aligned} \text{Normalkomponente: } E_n &= E \cdot \cos\alpha \\ \text{Parallelkomponente: } E_p &= E \cdot \sin\alpha \end{aligned}$$

Die zeitliche Folge dieser Energiekomponenten kann auch als Energiefluß bezeichnet werden.

Nach RAUDKIVI (1991) können diese Komponenten näherungsweise als Maß für die küstennormale und küstenparallele Wellenbelastung verwendet werden. Die Summenlinien dieser Energien liefern dabei zugleich ein Maß für die Gesamtbelastung in einem bestimmten Zeitabschnitt; für Sandvorspülungen kann durch Bildung der Summenlinien vom Zeitpunkt $t = 0$ (= Abschluß der Vorspülung) die Gesamtbelastung durch den Wellenangriff als Funktion der Zeit ausgedrückt werden.

Wie bekannt, liefert die küstennormale Energiekomponente nur örtliche Umlagerungen, während die küstenparallele Komponente – in Verbindung mit den Umlagerungen (Mobilisierungen) durch die Normalkomponente – den Küstenlängstransport bewirkt, der aus dem *Nahtransport* der örtlichen Umlagerung den *Ferntransport* erzeugt, durch den das vorgespülte Material dem entsprechenden Strandabschnitt verlorenght.

Es muß betont werden, daß dieses Näherungsverfahren die speziellen örtlichen Vorstrandbedingungen – Morphologie als Kombination von Riff, Rinne und Strand mit den damit verbundenen Refraktionserscheinungen, die z. B. bei Rifflücken auch noch mit Diffraktionen verbunden sein können; Brandungszonen mit Wellenspektren usw. – nicht wiedergeben kann; es liegt darin aber gerade ein Vorteil dieses Verfahrens, daß es – unabhängig von örtlichen Besonderheiten – die grundsätzlichen physikalischen Vorgänge bei dem Wellenangriff auf eine Uferlinie in quantitativen Vergleichswerten wiedergibt. Dies gilt besonders für Langzeitprozesse und für großräumige Entwicklungen. Für die Insel Sylt tritt bei dieser Auswertung eine spezielle morphologische Besonderheit deutlich hervor, die darin besteht, daß nördlich von Westerland die Ufer- und Küstenlinie (= Dünenfuß) nahezu geradlinig in Richtung 22° der Windrose verläuft, während der südliche Teil ebenso nahezu geradlinig nach Süden (180°) gerichtet ist, so daß die Ufer- und Küstenlinien auf der Höhe von Westerland einen Winkel von etwa 22° bilden. Auf die hohe Bedeutung dieser Richtungsänderung für die küstenmorphologischen Vorgänge hat bereits GRIPP (1966) hingewiesen.

Im Nordteil der Insel Sylt ist damit die küstennormale Richtung mit 292° der Windrose, im Südteil mit 270° gegeben; bei jeder Wellenrichtung im Küstenvorfeld (Abb. 12) ergeben sich entsprechend zwei Winkel α_N (Nord) und α_S (Süd) zu den Normalrichtungen ($\alpha = 0$).

In den vier Jahren (Juli 1986 bis Juni 1990) können jetzt nach RAUDKIVI (1991) die Gesamtwellenenergien E , die küstennormalen Komponenten E_n und die küstenparallelen Komponenten E_p (getrennt nach Nord- und Südteil, vgl. Abb. 12) als Funktion der Zeit

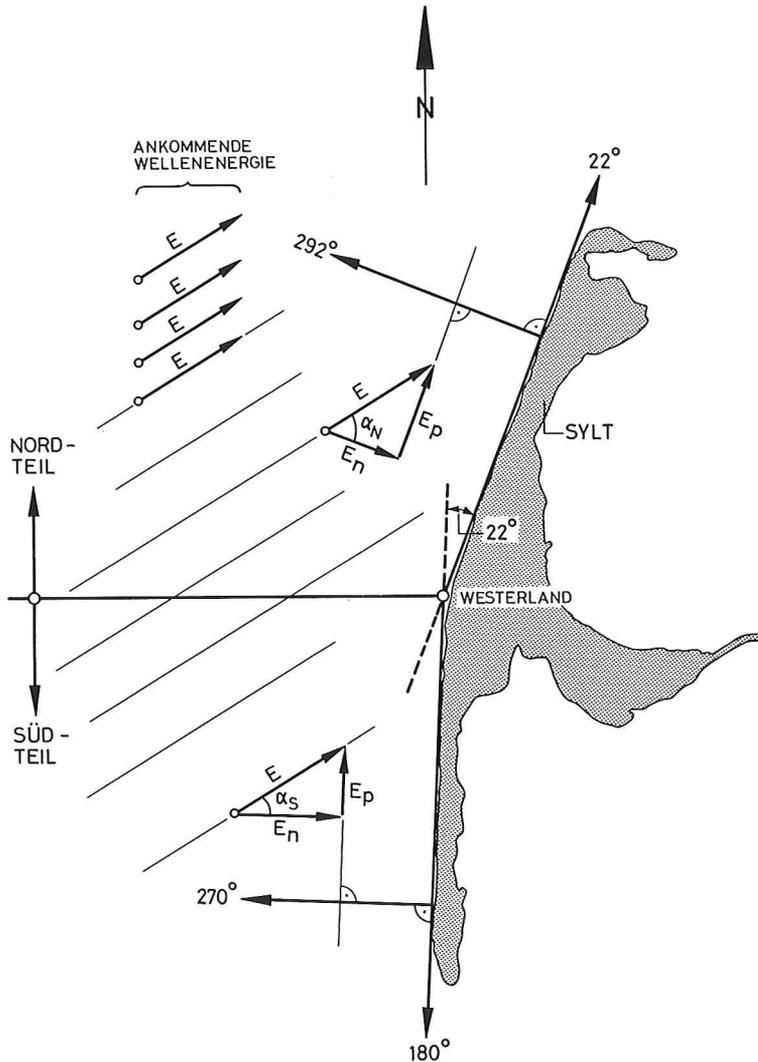


Abb. 12: Küstennormale (E_n) und küstenparallele (E_p) Komponenten der ankommenden Wellenenergie (E) im Nord- und im Südteil der Insel (schematisch) (aus FÜHRBÖTER, 1991)

aufgetragen werden; es hat sich dabei als zweckmäßig erwiesen, die Monatsmittel der Energien sowie deren Summenlinien für die Auswertungen zu verwenden (DETTE, 1991).

Für die Vierjahresreihe 1986 bis 1990 zeigt Abb. 13 die Gesamtwellenenergie E mit ihrer Summenlinie ΣE zusammen mit den monatlichen Höchstwasserständen H_{Thw} am Pegel Westerland. Es geht aus Abb. 13 als wichtigstes Ergebnis hervor, daß die Wellenenergien wesentlich gleichmäßiger auf die einzelnen Zeitabschnitte verteilt sind, als es aus den Höchstwasserständen zu erwarten ist; es ist ein stetiger zeitlicher Fluß der Wellenenergie festzustellen, der zwar bei den Extremereignissen im Januar/Februar 1990 eine gewisse Unstetigkeit aufweist, die aber dennoch in der Summenlinie nur einen Bruchteil der Energie des gesamten Zeitabschnittes von vier Jahren ausmacht. Für Strandvorspülungen bedeutet dies (vgl. RAUD-

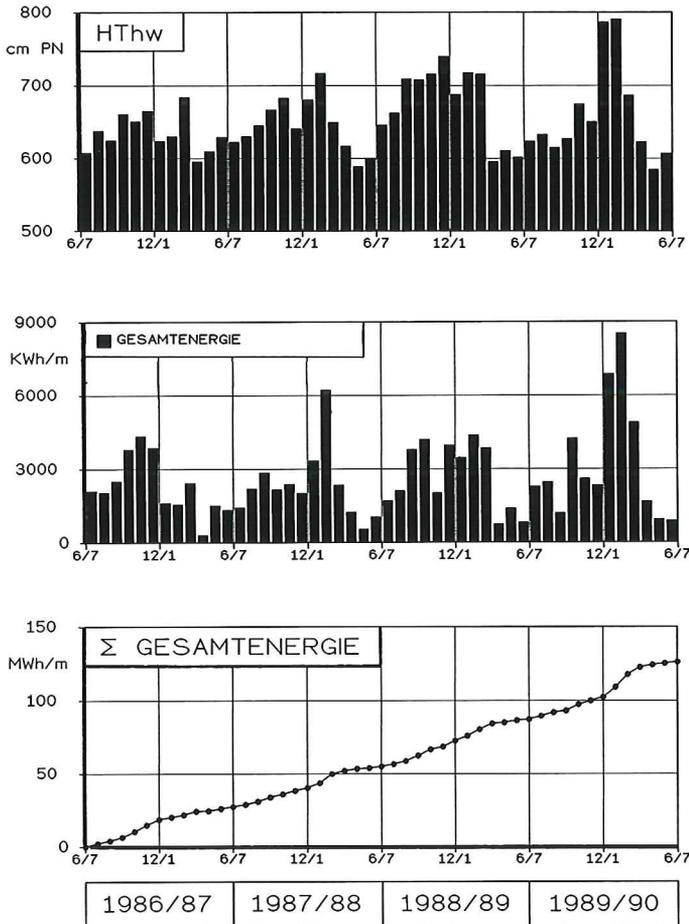


Abb. 13: Monatliche Höchstwasserstände HThw und Wellenenergien 1986 bis 1990: oben: Monatliche Höchstwasserstände HThw am Pegel Westerland, Mitte: Maximale Gesamtwellenenergie E (nach DETTE, 1991), unten: Summenlinie der monatlichen Wellenenergien ΣE (aus FÜHRBÖTER, 1991)

κΙVI, 1991) – zumindest bis zu den jeweiligen Tidehochwasserhorizonten –, daß dem stetigen Energiefluß eine zumindest ebenso hohe Bedeutung zukommt wie den einzelnen hohen Sturmfluten (die sich dann allerdings bis zum Dünen- oder Kliffuß bemerkbar machen können).

Auf Abb. 14 (Nordteil der Insel) und Abb. 15 (Südteil der Insel) sind die Komponenten E_n (küstennormal) und E_p (küstenparallel) zusammen mit den Summenlinien ΣE_p für den küstenparallelen Energiefluß dargestellt.

Mit beeindruckender Deutlichkeit treten in den Summenlinien der küstenparallelen Energiekomponenten folgende Gesetzmäßigkeiten hervor:

- im langzeitigen Mittel ist im *Nordteil* der Insel stets ein resultierender Energiefluß nach *Norden* und
- im langzeitigen Mittel ist im *Südteil* der Insel stets ein resultierender Energiefluß nach *Süden* vorhanden.

Da dieser Energiefluß zugleich nicht nur die vorherrschende Transportrichtung, sondern

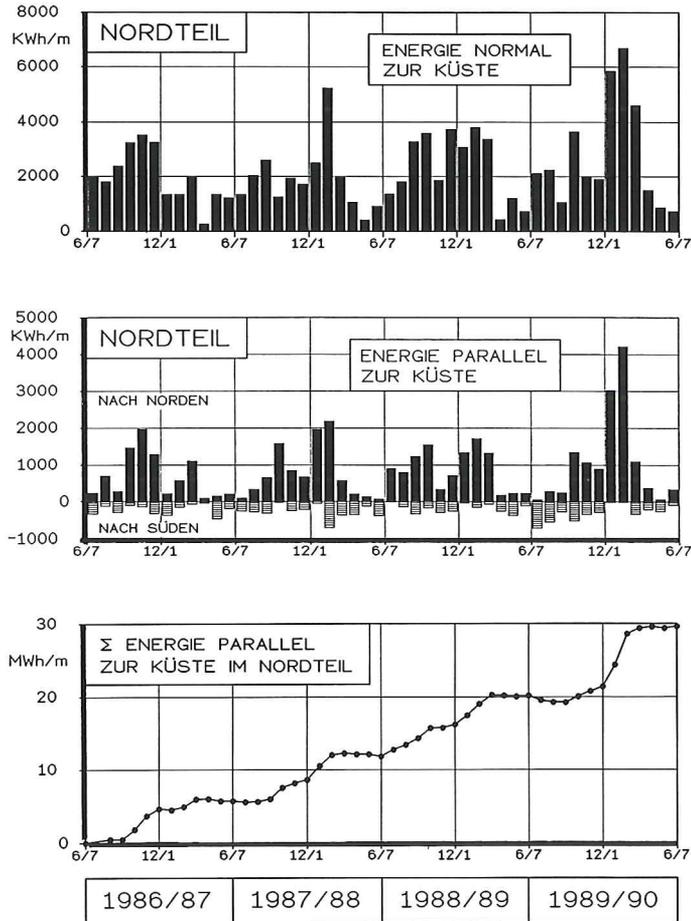


Abb. 14: Monatliche Wellenenergien 1986 bis 1990: – Nordteil von Sylt – (nach DETTE, 1991) oben: Küstennormale Energiekomponenten E_n , Mitte: Küstenparallele Energiekomponenten E_p , unten: Summenlinie der küstenparallelen Energiekomponenten ΣE_p

auch die Transportintensität und die Transportwege repräsentiert (vgl. RAUDKIVI, 1991), werden durch die Ergebnisse auch die vorherrschenden Sandwanderungen beschrieben, die für Sandvorspülungen von größter Wichtigkeit sind (vgl. Abschnitt 5). Es hängt mit den vorherrschenden Wind- und Wellenrichtungen zusammen, daß der relative kleine Winkel von 22° (vgl. Abb. 12) einen derart bedeutenden Einfluß auf die Transportrichtung hat.

Im Gegensatz zu den Parallelkomponenten E_p (Sinusfunktion!) folgen die Normalkomponenten E_n (Kosinusfunktion!) sowohl im Nord- als auch im Südteil der Insel im wesentlichen dem Verlauf der Gesamtwellenenergie E , es sind nur geringe Unterschiede zwischen den Monatswerten von E und E_n festzustellen (Abb. 14 und 15).

Abb. 16 (Nordteil der Insel) und Abb. 17 (Südteil der Insel) zeigen als Einzeldarstellungen mit einer Zeitauflösung von $\Delta t = 3$ Std. für die küstenparallelen Energiekomponenten E_p drei Monate mit herausfallenden Einzelereignissen (vgl. DETTE, 1991). Hier sind am 7. und 8. Oktober 1988 zwei Sturmfluten zu nennen, die mit Scheitelwasserständen von NN + 710 PN (Pegel Westerland) durchaus nicht ungewöhnlich waren, die aber einen sehr hohen

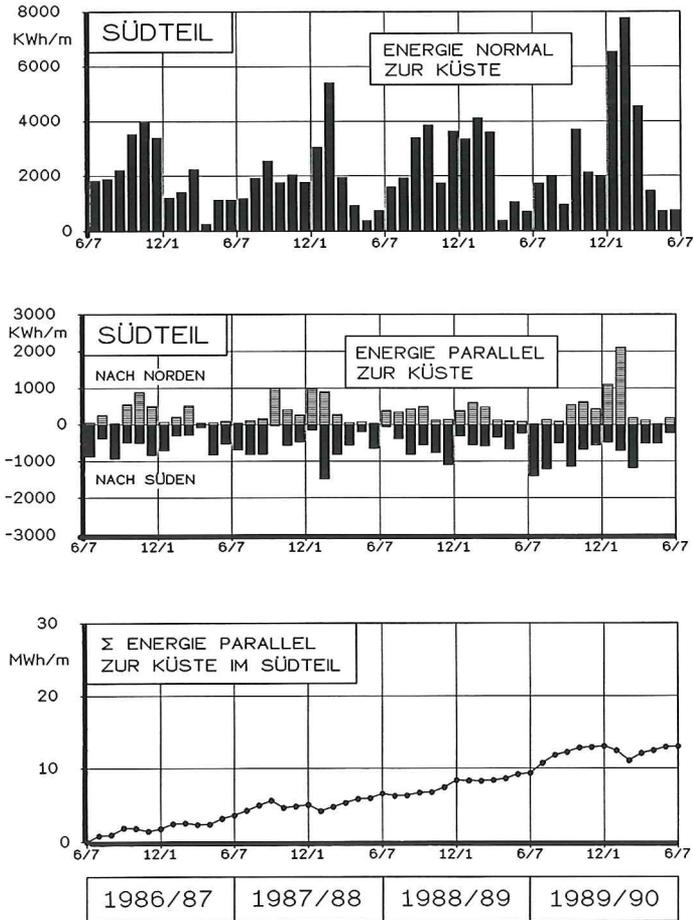


Abb. 15: Monatliche Wellenenergien 1986 bis 1990: – Südteil von Sylt – (nach DETTE, 1991) oben: Küstennormale Energiekomponenten E_n , Mitte: Küstenparallele Energiekomponenten E_p , unten: Summenlinie der küstenparallelen Energiekomponenten ΣE_p

Energiefluß in nördlicher Richtung (Nordteil der Insel, Abb. 16) erzeugten, der nur wenig niedriger als die entsprechenden Werte der wesentlich höheren Sturmfluten vom Januar und Februar 1990 war. Aus Abb. 16 und 17 geht ebenfalls hervor, wie im Verlauf einer Sturmweatherlage mit Drehung der Windrichtung auch die Richtung der Parallelkomponenten sowohl im Nord- als auch im Südteil der Insel wechselt.

So aufschlußreich diese Einzeldarstellungen für den Verlauf einer Sturmweatherlage sind (vgl. DETTE, 1991), so ist doch für langjährige Betrachtungen vor allem das langzeitige Geschehen von Bedeutung, das in deutlichster Form aus den Summenlinien hervorgeht, die auf Abb. 18 noch einmal gemeinsam dargestellt sind (Gesamtenergie $\triangleq \Sigma E$, Normalkomponente $\triangleq \Sigma E_n$ und Parallelkomponente $\triangleq \Sigma E_p$). Diese Summenlinien ergeben sich zwar aus der Vierjahresreihe von 1986 bis 1990, es besteht aber kein Grund dafür, dieses Verhalten der Summenlinien nicht als repräsentativ auch für andere Zeitabschnitte anzusehen, was besonders dadurch begründet ist, daß in diese Vierjahresreihe die Extremereignisse des Jahres 1990 fallen (vgl. Abb. 3 und 5 sowie Tafel 1).

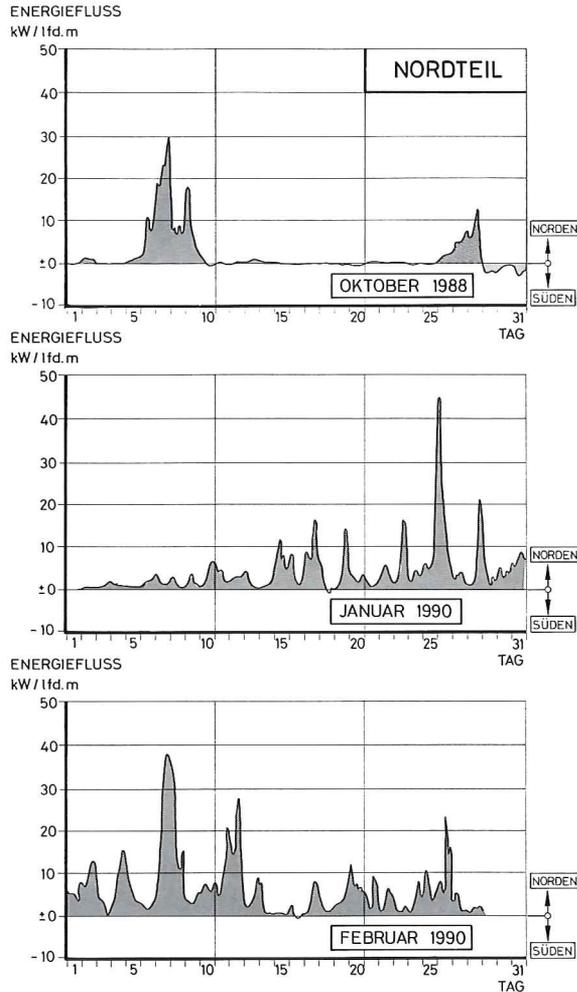


Abb. 16: Einzeldarstellungen ($\Delta t = 3$ Std.): – Nordteil von Sylt – (aus DETTE, 1991) Küstenparalleler Energiefluß E_p in den Monaten Oktober 1988 sowie Januar und Februar 1990

Die Ausgleichsgeraden (nach der Methode der kleinsten Quadrate) auf Abb. 18 zeigen in Analogie zu den Summenkurven der Verweilzeiten auf Abb. 9 und 10, daß auch innerhalb eines relativ kurzen Zeitabschnittes (4 Jahre) und in Anbetracht der Tatsache, daß gerade in diesem kurzen Zeitabschnitt Extremereignisse wie die vom Januar und Februar 1990 auftraten, eine lineare Näherung der Wellenenergie durchaus möglich ist, wenn auch durch die Extremereignisse gewisse Unstetigkeiten nicht zu vermeiden sind. Dieses Ergebnis ist für die Beurteilung von Strandvorspülungen von großer Bedeutung; es kann in langfristiger Betrachtung mit einer zeitlich annähernd konstanten jährlichen Wellenenergie gerechnet werden; dies ist allerdings hier auf die Mittelwerte der Jahre 1960 bis 1990 mit ihrer wesentlich höheren Energie gegenüber denen zwischen 1900 und 1960 zu beziehen (vgl. Abschnitt 2).

Es kann damit näherungsweise die Summe der Wellenenergie ΣE (und die ihrer Kompo-

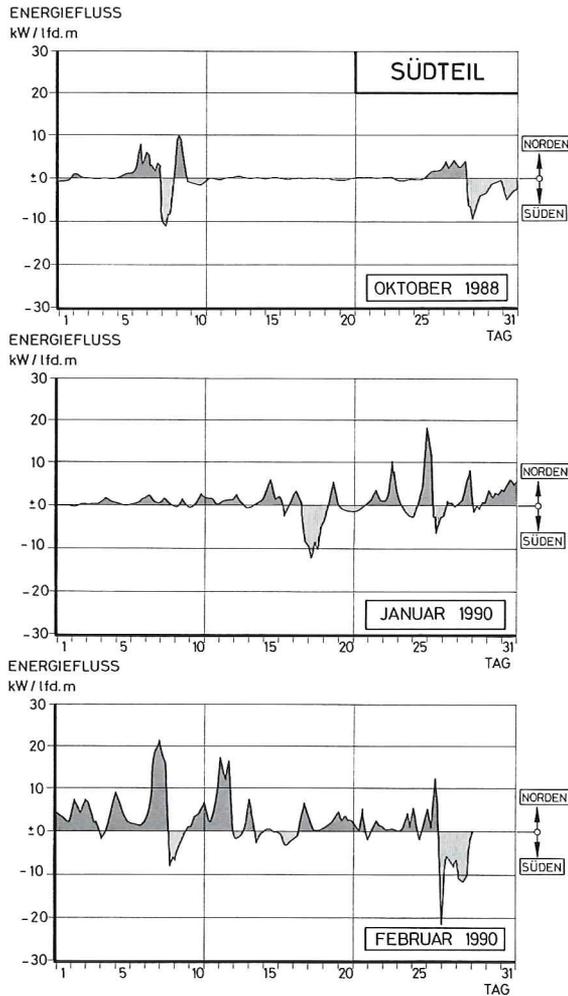


Abb. 17: Einzeldarstellungen ($\Delta t = 3$ Std.) – Südteil von Sylt – (aus DETTE, 1991) Küstenparalleler Energiefluß E_p in den Monaten Oktober 1988 sowie Januar und Februar 1990

nenten E_n und E_p) bei Langzeitbetrachtungen (über mehrere Jahre) in einer linearen Beziehung zur Zeit t gesetzt werden:

$$\Sigma E \sim t$$

Bei einzelnen Extremereignissen (schwere Sturmfluten) muß dabei lediglich auf die veränderten Höhenstufen der Wellenbelastung geachtet werden.

4. Langfristiges Abbruchgeschehen an der Westküste von Sylt

Die Zunahme der Sturmfluthöhen und -häufigkeiten (vgl. Abschnitt 2) und die damit verbundene Zunahme der Wellenenergien (vgl. Abschnitt 3) hat seit etwa der Mitte dieses

MONATL. WELLENENERGIE

MWh/m

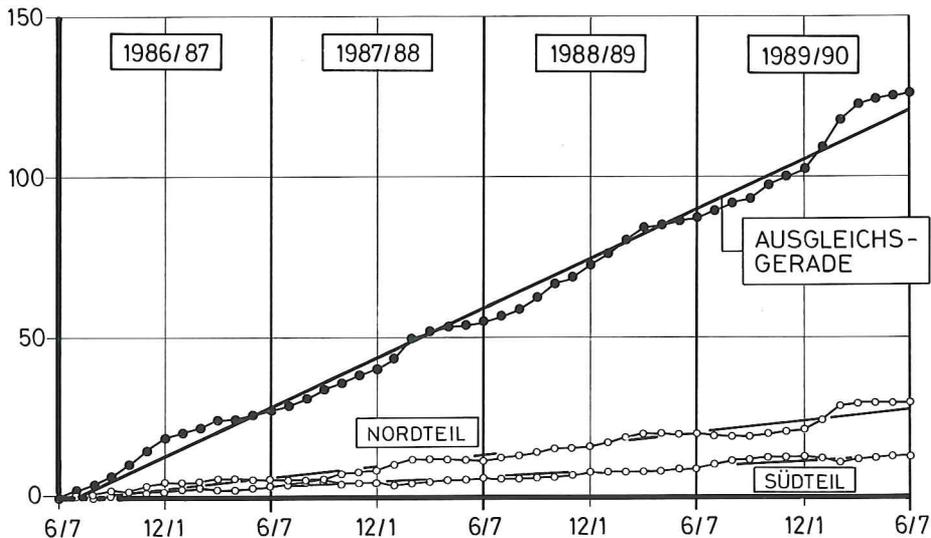


Abb. 18: Monatliche Wellenenergien 1986 bis 1990: Summenlinien der Gesamtenergien sowie deren küstenparallelen Komponenten im Nord- und im Südtteil der Insel (mit Ausgleichsgeraden) (nach DETTE, 1991)

Jahrhunderts auch zu einer Zunahme der Abbruchraten an der Westküste von Sylt geführt; von FÜHRBÖTER (1984 b) sind durch EDV-Auswertungen aller verfügbaren Daten die Zunahmen der Abbruchraten für die gesamte Westküste von Sylt in quantitativer Form belegt worden (vgl. auch FACHPLAN SYLT, ALW HUSUM, 1985).

Es ist dabei zwischen dem Strand- und dem Dünen- oder Kliffrückgang zu unterscheiden. Abb. 19 zeigt schematisch, daß die Uferlinie – Schnittpunkt des MThw mit dem jeweiligen Strandprofil – immer starken kurzfristigen Veränderungen unterworfen ist. Es macht sich hier zwar langfristig auch der Meeresspiegelanstieg bemerkbar; im wesentlichen aber wird der Strandrückgang durch einen kontinuierlichen Massenverlust verursacht, der aber wegen der kurzfristigen Fluktuationen schwer aus Einzelaufmaßen zu erkennen ist; bereits LAMPRECHT (1957) hat gezeigt, daß sich innerhalb weniger Tage die Strandhöhe um mehr als 1 m ändern kann; entsprechend groß ist dann auch die Veränderung der Lage der Uferlinie. Ein völlig anderes Verhalten zeigt dagegen eine Düne oder ein Kliff; hier ist der Abbruch keine kontinuierliche Funktion der Zeit, sondern Abbrüche treten nur zu den Zeiten auf, wo bei hohen Sturmfluten der Wellenangriff bis an den Kliff- oder Dünenfuß gelangen kann. Dieser Vorgang ist eng mit den Verweilzeiten der Sturmfluten verbunden; Abb. 19 zeigt schematisch, daß diejenigen Wasserstände, die als HThw in jedem Jahr auftreten, nicht immer einen Abbruch erzeugen müssen; es sind hier die Sturmfluten, die mit Wahrscheinlichkeiten von etwa einmal in fünf Jahren die Verweilzeiten zu den Horizonten liefern, bei denen ein Abbruch auftritt. Entsprechend wird der Kliff- oder Dünenrückgang zu einer Stufenfunktion, deren Auswertung nur für längere Zeiträume einen sinnvollen Mittelwert für den Rückgang ergibt (Abb. 19). Auf Abb. 20 (aus FÜHRBÖTER, 1984 b) sind für den Dünen- oder Kliffuß (hier nach LAMPRECHT, 1957 durch die Höhenstufen NN +3,75 m definiert) für die gesamte Westküste von Sylt die Rückgangsraten für die Zeitspannen von 1874 bis 1952 und von 1952

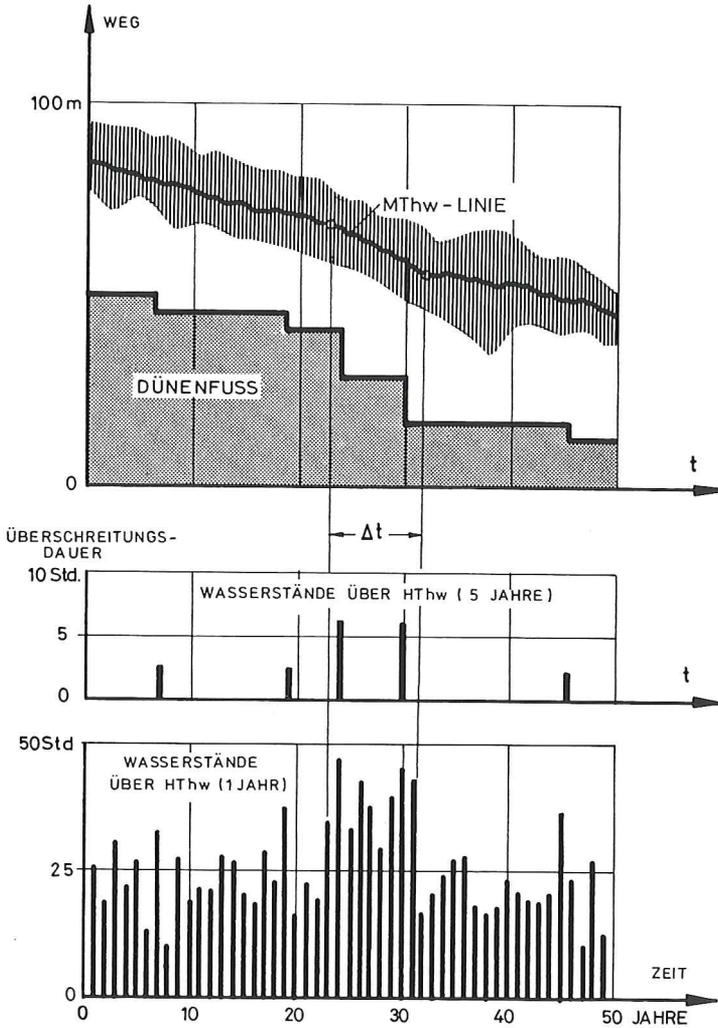


Abb. 19: Strandrückgang und Dünen- oder Kliffabbruch (schematisch, nach FÜHRBÖTER, 1984 b)

bis 1984 dargestellt. Nur im Nordteil der Insel (Profil 22 N bis 33 N) ist in dem zweiten Zeitabschnitt (nach 1952) ein geringerer Rückgang der jährlichen Abbruchraten zu bemerken; in allen anderen Abschnitten jedoch ist eine deutliche Zunahme festzustellen.

In einer etwas anderen Darstellung sind auf Abb. 21 nochmals in großräumiger Auswertung für die einzelnen Uferabschnitte die mittleren jährlichen Rückgänge und Abbruchvolumina im Zeitraum 1950 bis 1984 aufgetragen (aus ANDRESEN et al., 1987).

Es besteht die Frage, wie weit die Auswertungen der Abbruchraten, die sich aus den Aufmaßen von 1952 bis 1984 (Abb. 20 und 21) ergeben, auch noch für die Gegenwart (bis 1991) Gültigkeit haben. Es wurden hierzu aus zwei Abschnitten der Insel, in denen noch nicht vorgespült wurde, die Profile 22 N und 26 S ausgewählt. Die Verbindung der Werte von 1952 und 1984 ist ein Maß für die bisher ausgewertete Abbruchrate für den Kliff- bzw. Dünenfuß (Abb. 20). Von den Werten, die in den Jahren von 1984 bis 1990 hinzugekommen sind, sind

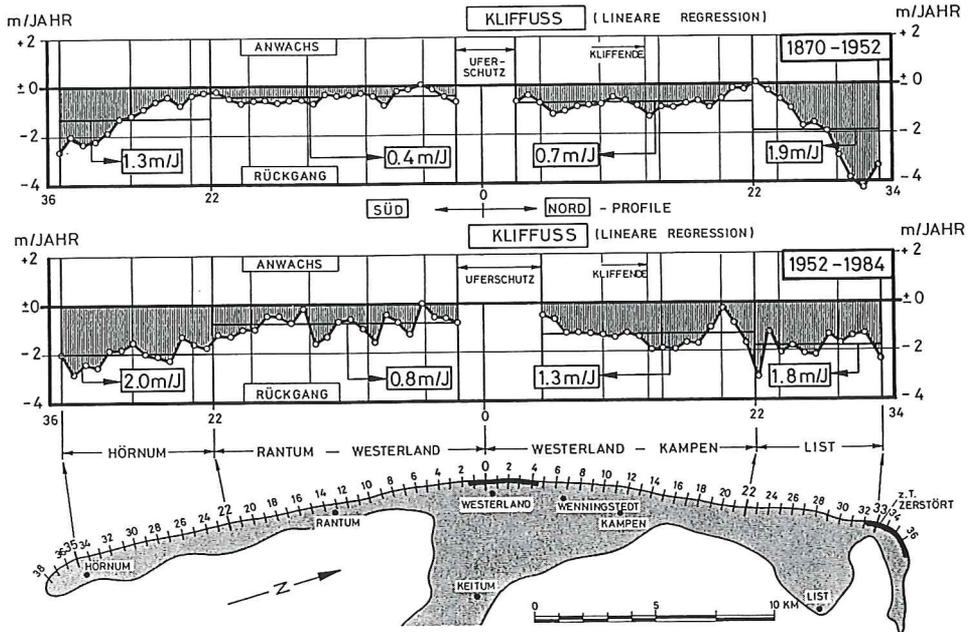


Abb. 20: Westküste von Sylt: Rückgang des Kliffußes (NN +3,75 m) (aus FÜHRBÖTER, 1984 a) oben: im Zeitraum 1870 bis 1962, unten: im Zeitraum 1952 bis 1984

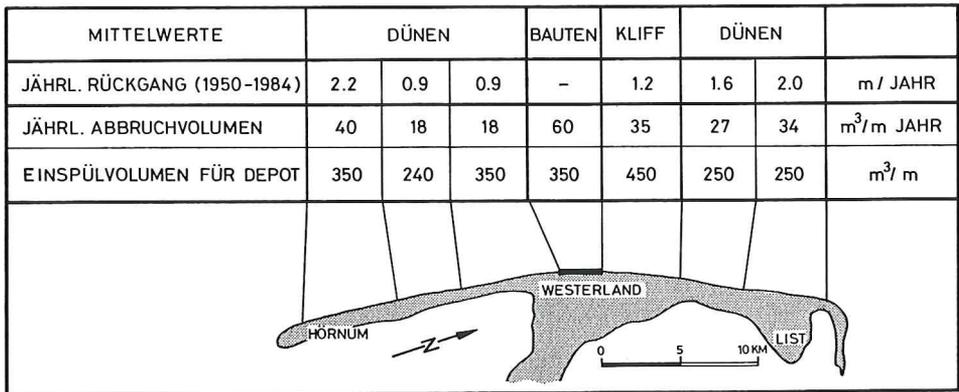


Abb. 21: Westküste von Sylt: Jahreswerte (1950 bis 1984) für den Inselrückgang und die Abbruchvolumina (aus ANDRESEN et al., 1987)

besonders die von Bedeutung, die sich aus den Aufmaßen im November 1989 (vor den Sturmfluten von 1990), von Anfang Februar 1990 (nach den Januar-Sturmfluten) und von April 1990 (nach den Januar- und Februar-Sturmfluten) ergeben. Es geht sowohl aus dem Profil 22 N (Nordteil der Insel, vgl. Abb. 22, oben) als auch aus dem Profil 26 S (Südteil der Insel, vgl. Abb. 22, unten) hervor, daß die Sturmfluten von 1990 in den betrachteten Abschnitten in nur zwei Monaten (Januar und Februar) Abbruchraten von 20 bis 30 m erzeugt haben. Es ist daher gerade zum gegenwärtigen Zeitpunkt (1991) wenig sinnvoll, durch Ausgleichsgeraden den mittleren Verlauf der Abbruchraten von 1952 ausdrücken zu wollen,

weil gemäß Abb. 19 gerade im Jahre 1990 ein sehr starker Sprung in den Stufenfunktionen für Kliff- und Dünenfuß aufgetreten ist. Es kann aber aus Abb. 22 ersehen werden, daß sich der nach 1952 festgestellte Trend zum beschleunigten Abbruch fortsetzt und daß damit die bisherigen Werte (vgl. Abb. 20 und 21) ohne Gegenmaßnahmen, z. B. durch Sandvorspülungen, auch für die nächste Zukunft als gültig angesehen werden können. Es wäre verfrüht,

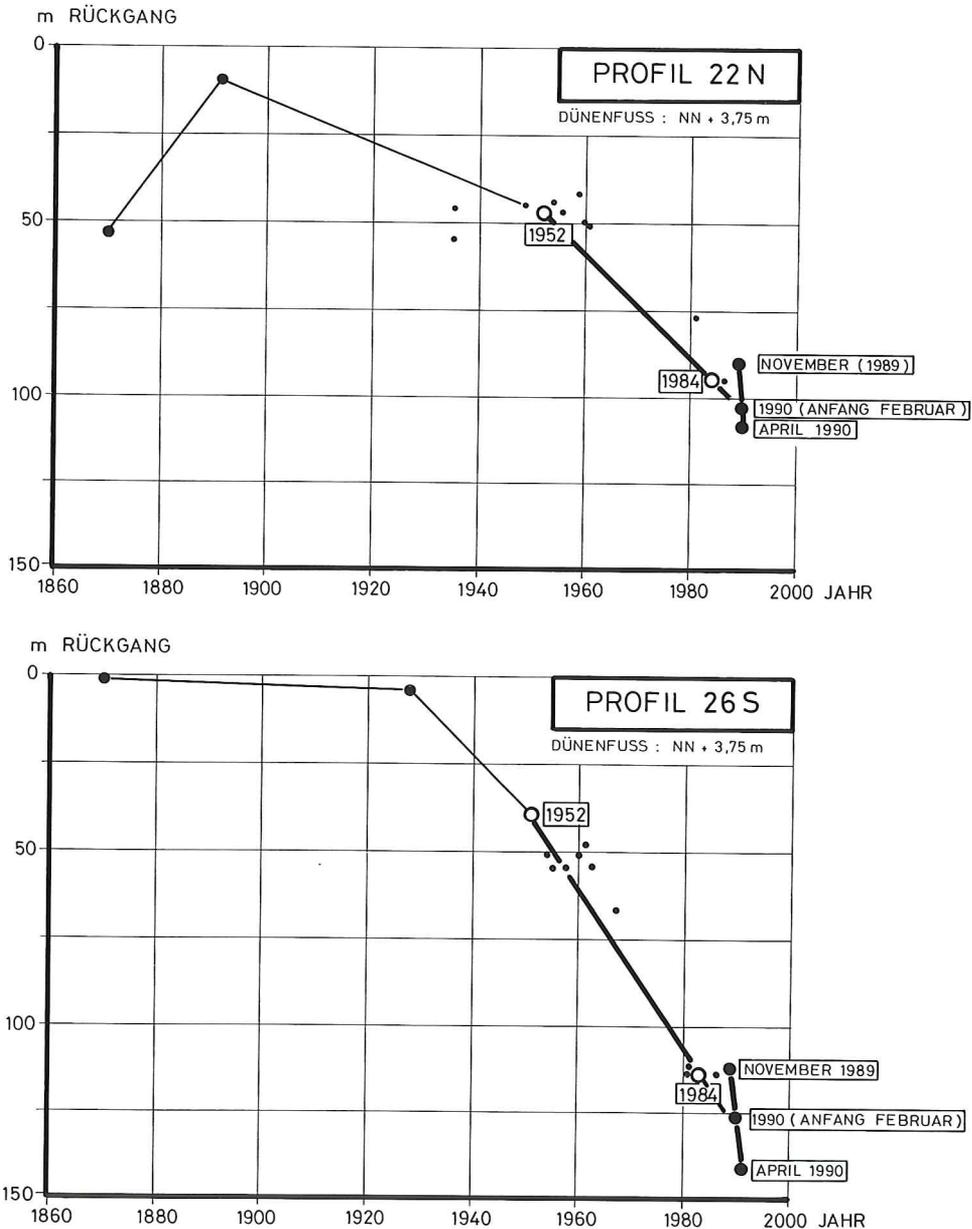


Abb. 22: Fortsetzung des Abbruches (Kliffuß, NN +3,75 m) nach dem Jahre 1984 in repräsentativen Profilen: oben: Nordteil der Insel (Profil 22 N), unten: Südteil der Insel (Profil 26 S)

aufgrund der Extremereignisse des Jahres 1990 (mit 53 Stunden oberhalb NN + 200 cm am Pegel List die höchsten Verweilzeiten seit 1900; vgl. Abb. 5) auf eine Beschleunigung des Abbruchgeschehens schließen zu wollen, der Trend der Werte auf Abb. 22 zeigt aber, daß noch weniger von einer Verzögerung die Rede sein kann. Wenn das Sturmflutgeschehen der letzten 30 Jahre (in bezug auf Höhe und Häufigkeit) sich in den nächsten Jahrzehnten fortsetzt, muß zumindest mit den Abbruchraten gerechnet werden, die aus Abb. 20 und 21 hervorgehen.

Von Interesse sind auch die Strandentwicklungen entlang der gesamten Westküste von Sylt, die auf Abb. 23 für den August 1986 (oben), für den November 1989 (Mitte) und für den April 1990 (unten) dargestellt sind. Es sind auf Abb. 23 besonders die Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m) und die Lage des Dünen- und Kliffußes hervorgehoben worden. Als Folge der Sturmflutserie Anfang 1990 ist fast überall an der Küste ein starker Rückgang festzustellen; dagegen ist die mittlere Lage der Wasserwechselzone nicht bedeutend verändert worden; die Tiefenlinie NN -1,0 m ist streckenweise sogar seewärts verschoben worden. Ebenso zeichnet sich zwischen den Höhenstufen NN +1,0 m und dem Kliffuß fast überall eine Verbreiterung des trockenen Strandes ab, der im wesentlichen durch die Dünen- oder Kliffabbrüche erzeugt wurde. Auf Abb. 23 sind zugleich die Orte der einzelnen Vorspülungen vor Westerland, Rantum, Hörnum und Kampen im Zeitraum 1972 bis 1989 eingetragen.

5. Beschreibung der Vorspülungen auf Sylt (1972 bis 1986)

5.1 Westerland (1972, 1978 und 1984)

Vor den Uferbefestigungen von Westerland/Sylt wurde 1972 die erste Vorspülung auf Sylt mit rd. 1 Mio. m³ vorgenommen; diese Vorspülung wurde 1978, 1984 und 1990 wiederholt, was Wiederholungsintervallen T_w von sechs Jahren entspricht. Abb. 24 veranschaulicht unterschiedliche Geometrien, ausgehend von einer Depot(Höft-)Vorspülung (1972), gefolgt von einer Flächenvorspülung (1978) und einer Girlandenvorspülung (1984). Aus dem Regelprofil in der Achse des Höftes (1972) geht hervor (Abb. 25, oben), daß oberhalb der MThw-Linie (etwa 200 m vom Ufer entfernt) ein flacher Strand aufgespült wurde, der erst an der Ufermauer eine Höhe von etwa NN +4,5 m erreichte. Zugleich wurden unterhalb der Wasserwechselzone erhebliche Massen in den Bereich der Rinne bis zum landseitigen Riffhang eingebracht. Die Aufspüllänge betrug 0,9 km. Abb. 26 zeigt die Veränderung des Höftes in den Jahren 1972 bis 1974. Der Medianwert des aufgespülten Materials lag zwischen $d_{50} = 0,315$ mm und $d_{50} = 0,425$ mm (FÜHRBÖTER et al., 1976).

Die Halbwertszeit betrug bei dieser Vorspülung (vgl. auch Abschnitt 6.2) 3,1 Jahre; es traten dabei in der Zeit von 1972 bis 1978 insgesamt 118 Stunden mit Wasserständen oberhalb NN +200 cm (Pegel List) auf (Tafel 2). Dies entspricht einem

$$\text{Jahresmittel von } \frac{118}{6} = 19,7 \text{ Stunden}$$

mit Wasserständen oberhalb NN +200 cm, der als Indikator für die mittlere Wellenenergie angesehen werden kann, durch die diese Vorspülung belastet wurde (vgl. Abschnitte 2 und 3).

In völlig anderer Form wurde die zweite Vorspülung (1978) durchgeführt (Abb. 24, Mitte); hier wurde eine Flächenvorspülung mit nahezu konstantem Regelprofil (Abb. 25, Mitte) auf einer Aufspüllänge von $L = 1,0$ km eingebaut, so daß nahezu zweidimensionale

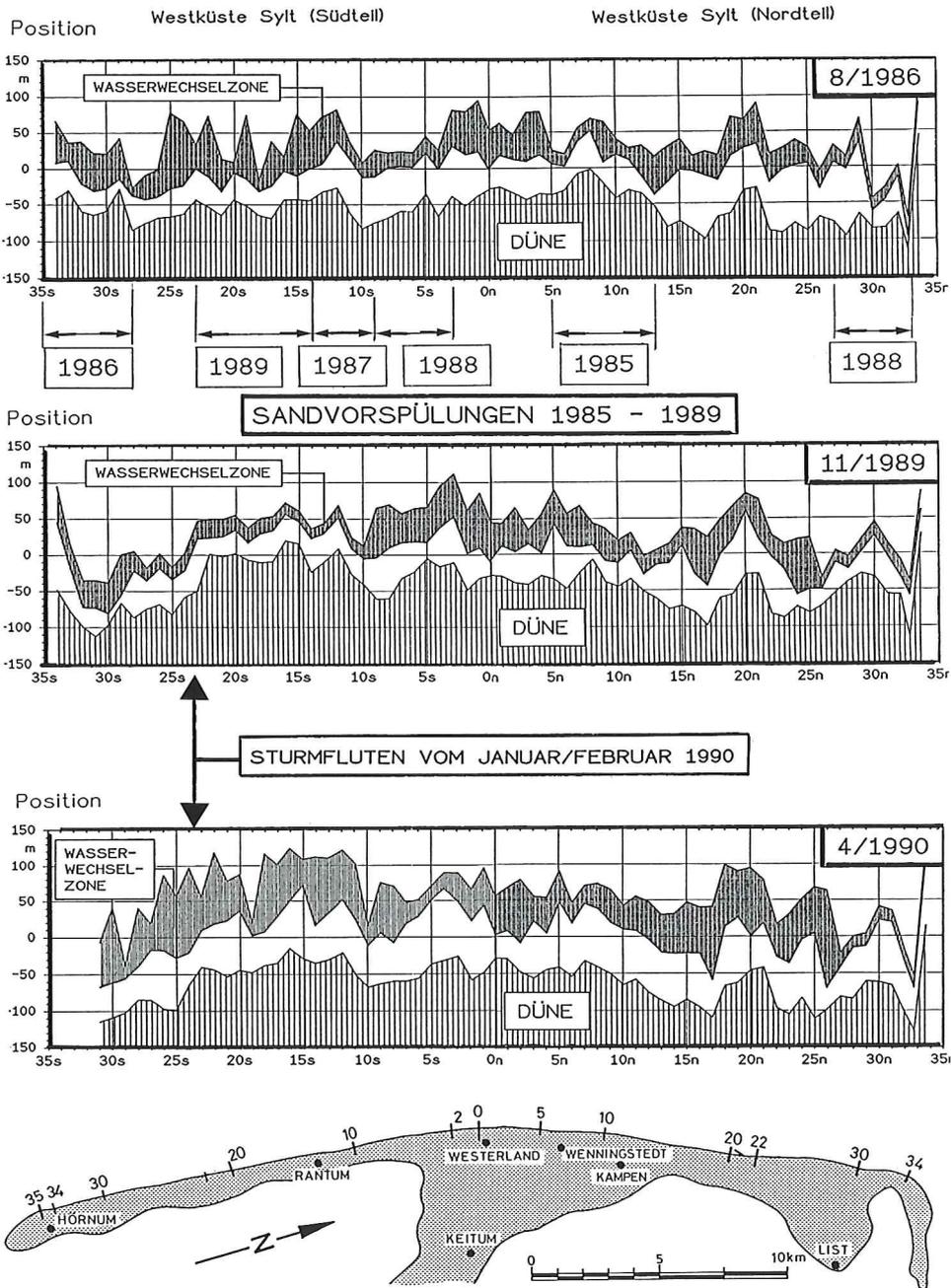


Abb. 23: Westküste von Sylt: Strand- und Dünenrückgang von 1986 bis 1990; oben: Zustand August 1986, Mitte: Zustand November 1989 (vor der Sturmflutserie Anfang 1990), unten: Zustand April 1990 (nach der Sturmflutserie Anfang 1990)

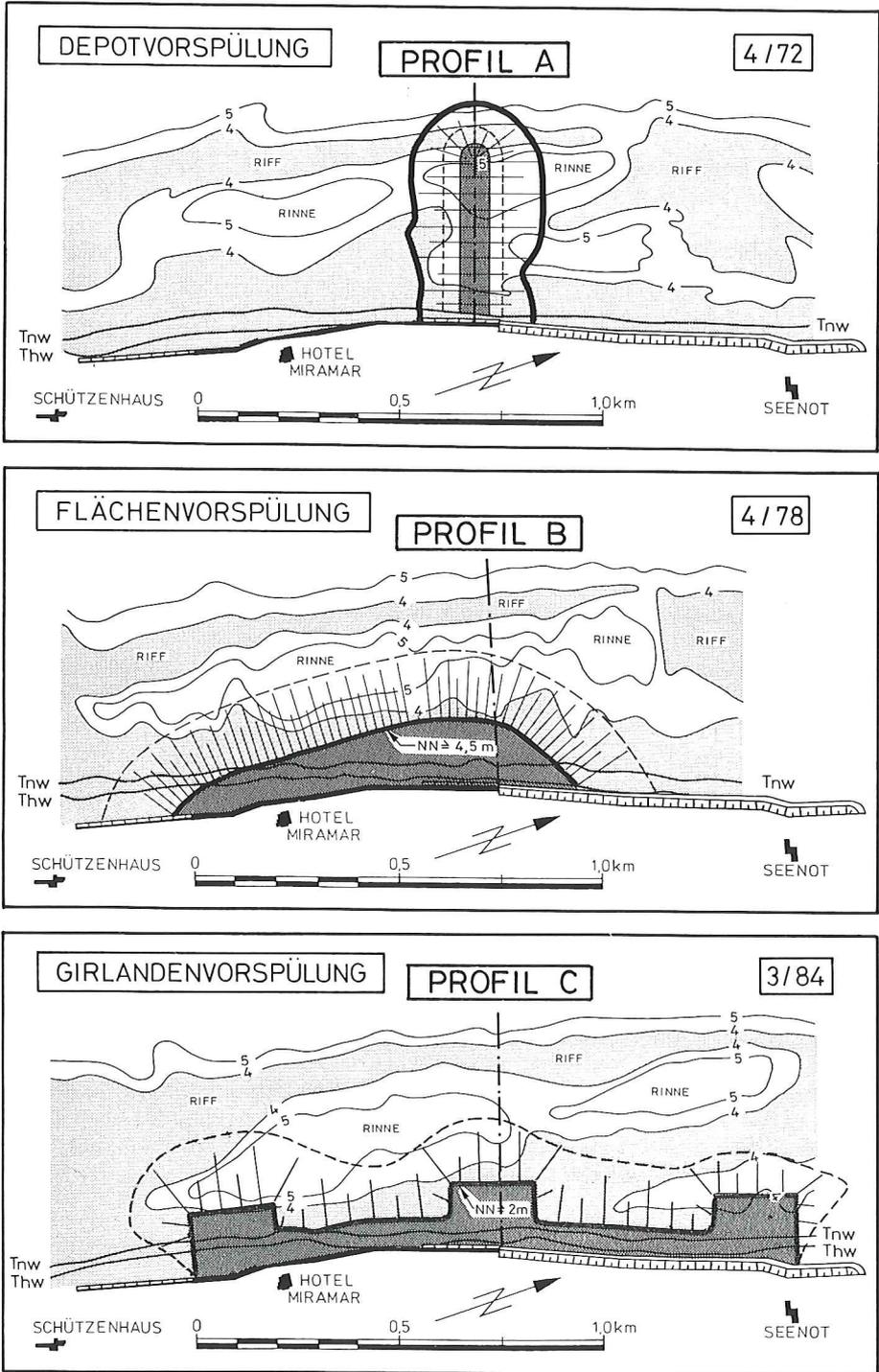


Abb. 24: Vorspülungsformen vor Westerland (1972, 1978 und 1984) mit Lage der Regelprofile A bis C (Abb. 27) aus ANDRESEN et al., 1987)

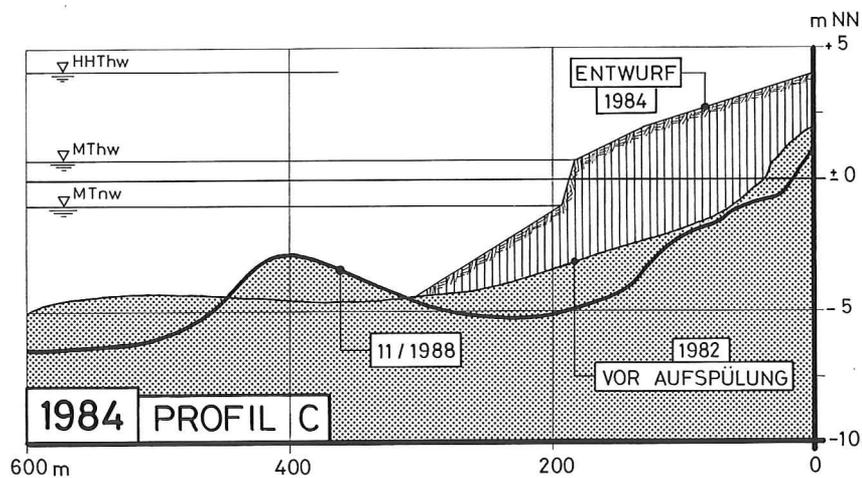
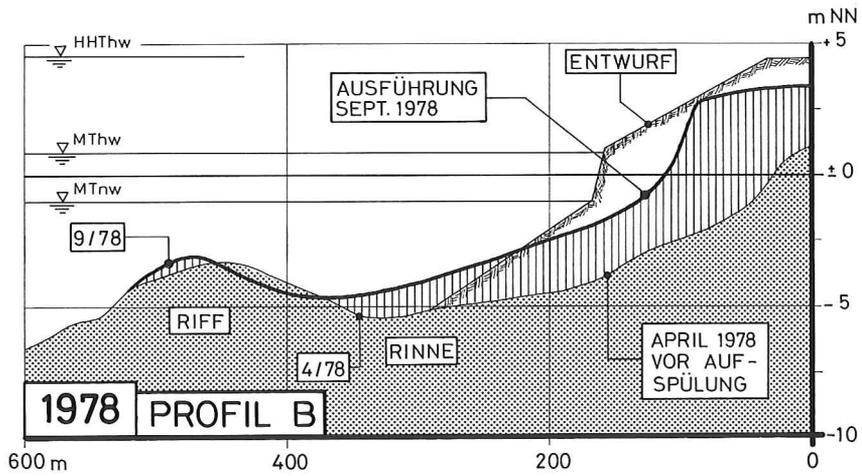
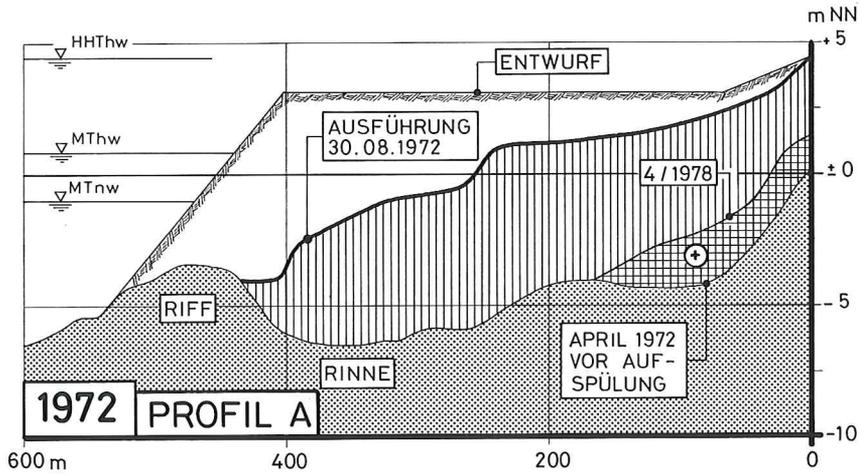


Abb. 25: Regelprofile zu den Vorspülungen (Abb. 26) vor Westerland: 1972 (oben), 1978 (Mitte) und 1984 (unten)

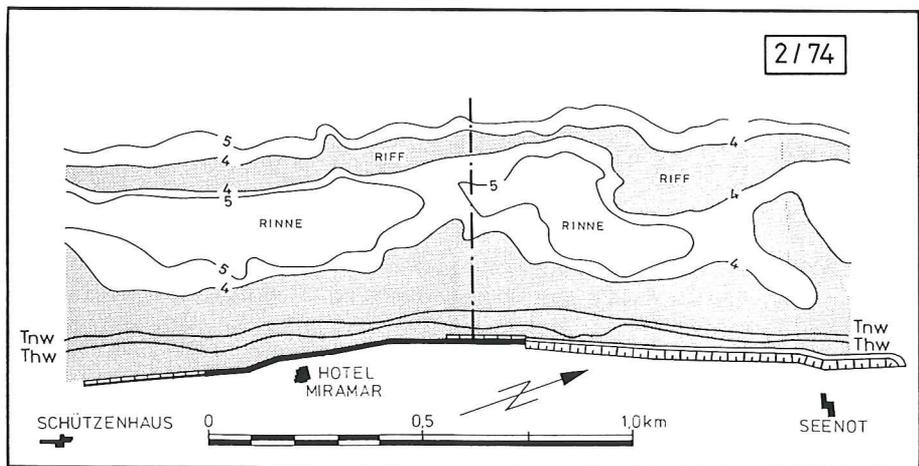
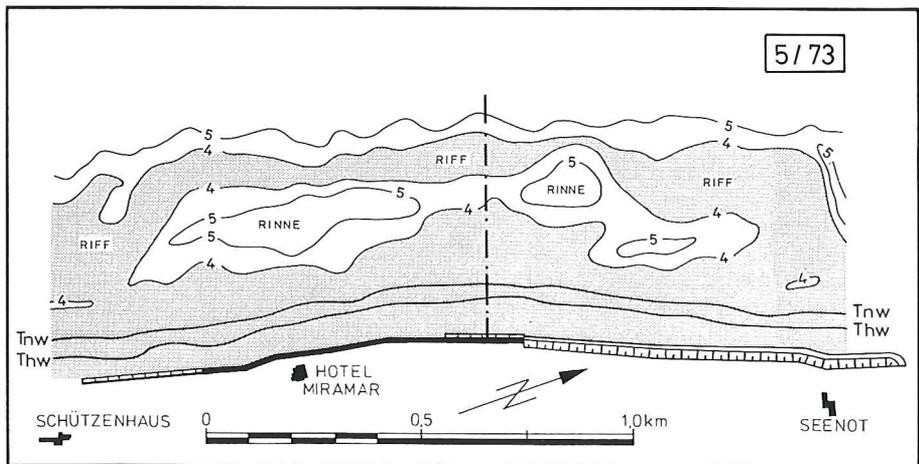
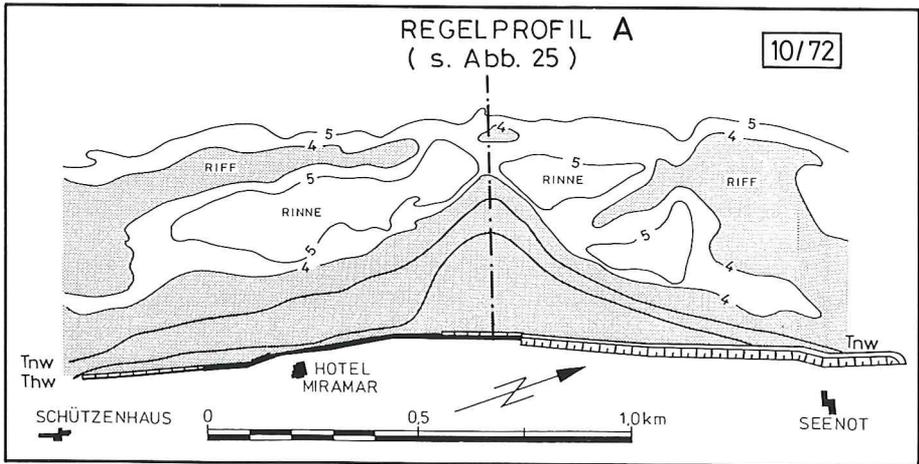


Abb. 26: Sandvorspülung 1972 vor Westerland: Umbildung des Sandhöftes in den Jahren 1972 bis 1974
(aus ANDRESEN et al., 1987)

Verhältnisse nach der Aufspülung vorhanden waren (lineare Aufspülung). Die Aufspülung lag bis etwa 100 m vor den Uferbefestigungen auf einer Höhe von NN +4,5 m und mehr; Abb. 27 zeigt, wie sich in sehr kurzer Zeit der Abbruch dieser Flächenvorspülung vollzog. Allein in den ersten zwei Monaten nach Beendigung der Vorspülung (9/78 auf Abb. 27) waren mehr als 350 000 m³ verlorengegangen. Dies ist auf eine Kliffbildung zurückzuführen, die sich am Strand im Bereich der MThw-Linie bereits unmittelbar nach der Vorspülung vollzog. Durch die völlig andere Form der Kliff- gegenüber einer Strandbrandung werden wesentlich höhere Längstransportraten erzeugt, weil ein Kliff ähnlich wie eine senkrechte Ufermauer durch Reflexionen die Turbulenzen verstärkt; Abb. 28 zeigt dieses mehr als drei Meter hohe Kliff im Herbst 1978.

In der Funktion $V(t)$, die den zeitlichen Abbau der Vorspülung kennzeichnet, bedeutet diese Kliffbildung eine Diskontinuität, bei der innerhalb von zwei Monaten mehr als 350 000 m³ (vgl. Abschnitt 6.2) verlorengingen. Es liegen hier Verhältnisse vor, die sich negativ auswirken und zu einer starken Verminderung der Halbwertszeit dadurch führen, daß das Exponentialgesetz für den normalen Abbruch (vgl. Abschnitt 6.1) hier nicht erfüllt ist. Die Halbwertszeit dieser Vorspülung betrug $T_h = 2,3$ Jahre; es muß hier aber bedacht werden, daß in den Jahren zwischen 1978 und 1984 mit 143 Stunden von Wasserständen oberhalb NN +200 cm (Pegel List) eine wesentlich höhere Wellenbelastung vorhanden war als bei der ersten Vorspülung 1972. Es beträgt hier der

$$\text{Jahresmittelwert } \frac{143}{6} = 23,8 \text{ Stunden}$$

Die Auswertelänge betrug wie bei der Vorspülung von 1972 1,7 km.

Der Medianwert des aufgespülten Materials betrug $d_{50} = 0,44$ mm und lag damit höher als der Wert $d_{50} = 0,35$ mm, der als erforderlicher Mindestwert genannt wird (ANDRESEN et al., 1987).

Im April 1978 war noch ein Restvolumen (= V_{\min}) auf der 1,7 km langen Aufmaßstrecke von rd. 200 000 m³ vorhanden.

Mit der dritten Vorspülung (1984) wurde aufgrund der Erfahrungen mit den Vorspülungen 1972 und 1978 eine Kombination beider Verfahren gewählt; in Form von hohen Depots unmittelbar an den Uferbefestigungen wurden von FÜHRBÖTER (1984 a) drei Höfte in Form einer Girlande (Abb. 29) vorgeschlagen. Die Ausführungsplanung zeigt Abb. 24 und 25, einen Eindruck von der laufenden Ausführung vermittelt Abb. 30.

Diese Vorspülung weist die höchste Halbwertszeit mit $T_h = 4,3$ Jahren auf; allerdings war mit einer gesamten Verweilzeit von 111 Stunden mit Wasserständen oberhalb NN +200 cm hier auch die geringste Wellenbelastung vorhanden; es ist der

$$\text{Jahresmittelwert von } \frac{111}{6} = 18,5 \text{ Stunden}$$

Die Vorspüllänge betrug hier 1,5 km, die Auswertelänge 1,9 km.

Mit $d_{50} = 0,35$ mm (ALW HUSUM) wies die Vorspülung von 1984 einen Medianwert auf, der gerade der erforderlichen Größe nach ANDRESEN et al. (1987) entspricht.

5.2 Vorspülung vor Rantum (1987)

Aufgrund der Vorgaben im Fachplan „Küstenschutz Sylt“ (ALW Husum, 1985) wurde das Regelprofil in Abb. 31 erstmalig vor Rantum (1987) ausgeführt.

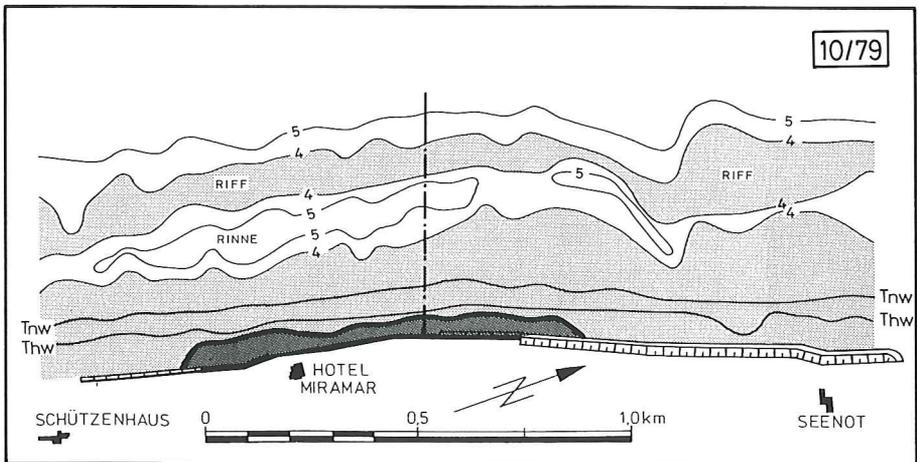
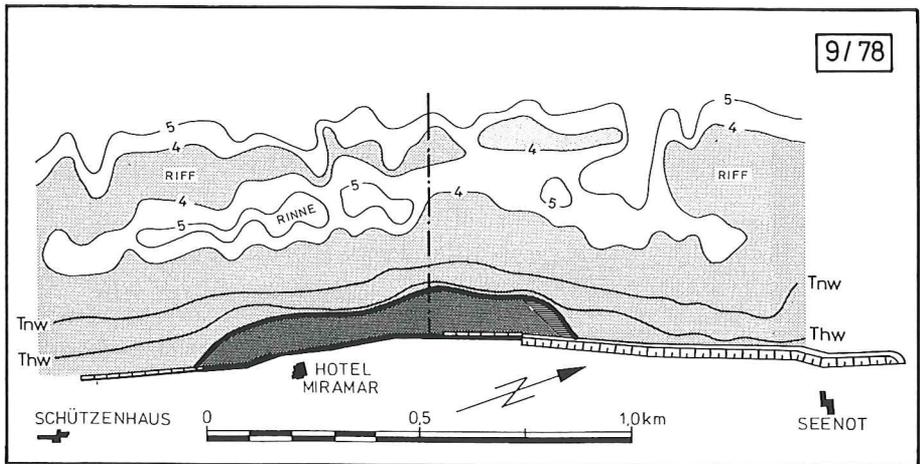
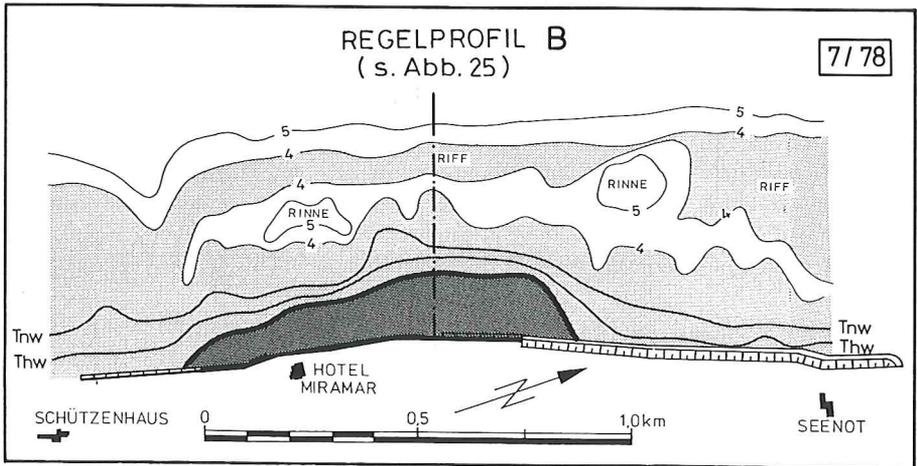


Abb. 27: Sandvorspülung 1978 vor Westerland: Umbildung des Vorspülkörpers in den Jahren 1978 und 1979 (aus ANDRESEN et al., 1987)



Abb. 28: Sandvorspülung 1978 vor Westerland: Kliffbildung an dem Vorspülkörper (Foto DETTE, September 1978)

Entsprechend der Darstellung für die gesamte Westküste (Abb. 23) zeigt Abb. 32 den Strandabschnitt (Profil 8 S bis 16 S) der Vorspülung vor Rantum (1987) mit der Lage von Wasserwechselzone, trockenem Strandbereich und Dünenfuß (Aufmaße zwischen 4/87 und 6/90).

Es handelte sich um eine Depotvorspülung mit einer nahezu horizontalen Oberfläche von NN +5,0 m, die im Bereich der Tidehochwasserlinie steil (Neigung etwa 1:10) zum Unterwasserstrand abfällt. Aus Abb. 32 geht hervor, wie in den Jahren von 1987 bis 1989 eine

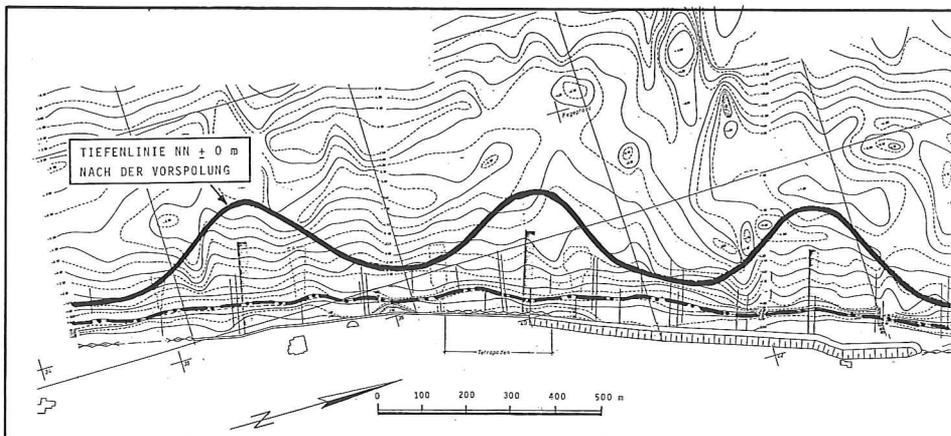


Abb. 29: Sandvorspülung 1984 vor Westerland: Vorschlag für eine Vorspülung in Girlandenform (aus FÜHRBÖTER, 1984 a)



Abb. 30: Sandvorspülung 1984 vor Westerland: Luftbild der Vorspülarbeiten 1984 (Quelle: ALW HUSUM)

allmähliche Umbildung des Depots erfolgte, wobei die stärksten Abbrüche an den Flanken zu verzeichnen sind. Das Aufmaß von November 1988 läßt das Depot noch als einen höftartigen Vorsprung erkennen. Besonders aufschlußreich sind die Veränderungen zwischen September 1989 und Juni 1990; war 1989 eine schmale Wasserwechselzone zusammen mit einem ebenfalls schmalen trockenen Strand vorhanden, so tritt infolge der starken Abbrüche an der Düne und am Depot bei den Januar- und Februarfluten 1990 eine Verbreiterung sowohl des trockenen Strandes als auch der Wasserwechselzone auf (Küstenquertransport, vgl. Abschnitt 3).

Diese Vorspülung wurde auf einer Länge von 3,0 km durchgeführt. Es ergab sich hier eine Halbwertszeit von 3,1 Jahren; in den Jahren 1987 und 1990 betrug die Gesamtzahl der Stunden mit Wasserständen von NN > 200 cm 89 Stunden, was einem

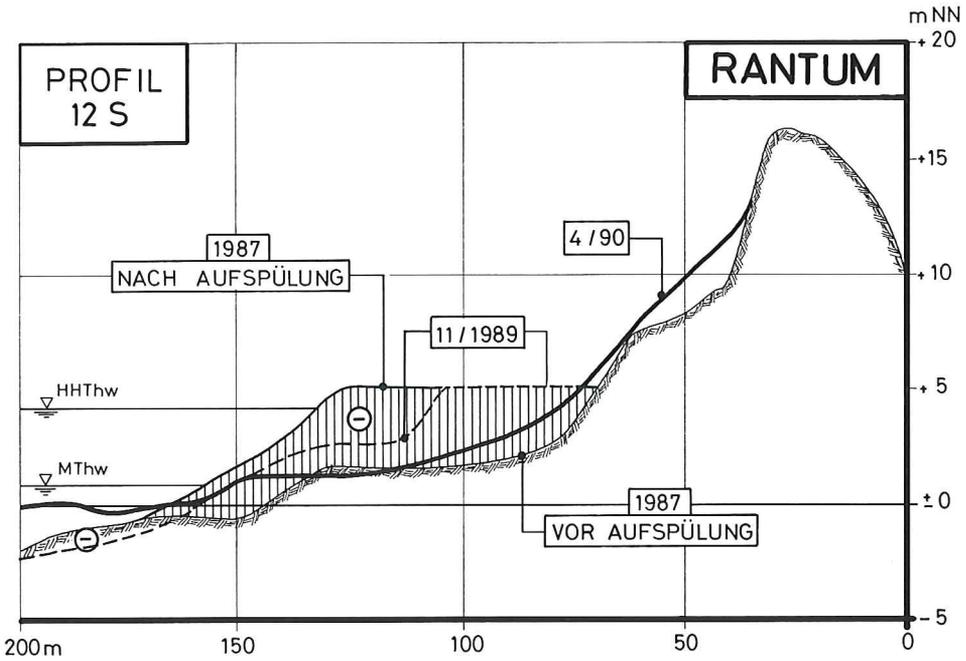


Abb. 31: Strandvorspülung 1987 vor Rantum: Regelprofil vor und nach der Vorspülung

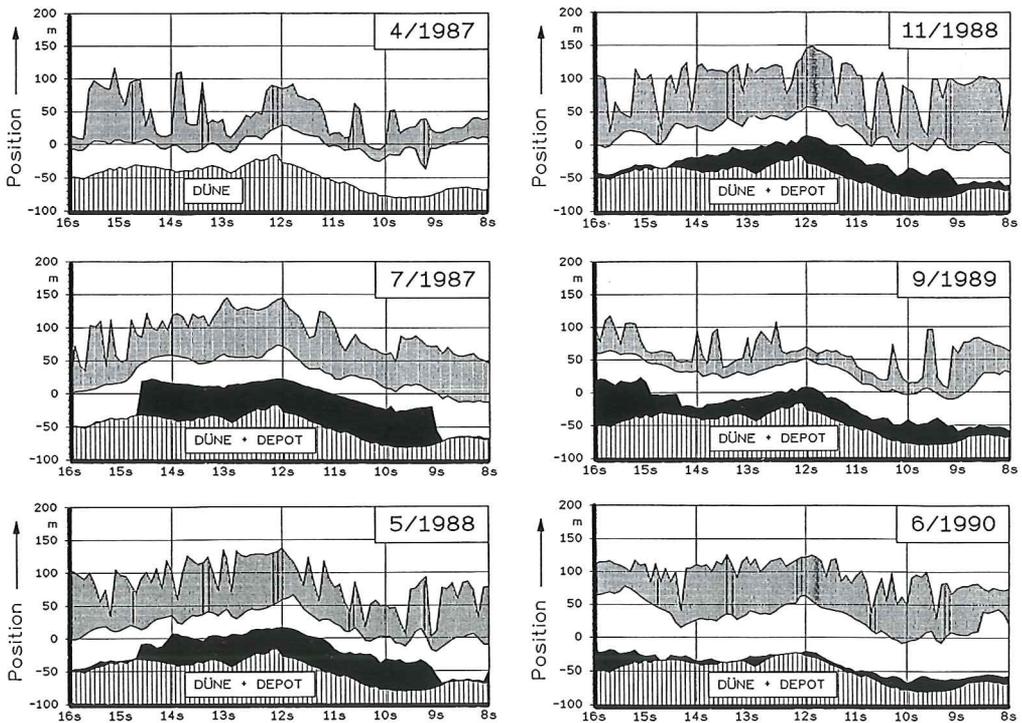


Abb. 32: Strandvorspülung 1987 vor Rantum: Strand- und Dünenentwicklung von April 1987 bis Juni 1990

Jahresmittelwert von $\frac{89}{3} = 29,7$ Stunden

entspricht. Zu erwähnen ist hier, daß der Mediandurchmesser d_{50} des aufgespülten Materials mit $d_{50} = 0,33$ mm etwas unter dem Medianwert $d_{50} = 0,35$ mm liegt, der nach ANDRESEN et al. (1987) für Vorspülungen vor Sylt anzustreben ist. Eine frühere Vorspülung vor Rantum (1984) wies mit $d_{50} = 0,20$ mm sogar einen noch wesentlich geringeren Wert auf; der schnelle Abbruch dieser Vorspülung ist mit Sicherheit auf dieses zu feine Material zurückzuführen (ANDRESEN et al., 1987).

5.3 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986)

Hier sind auf Abb. 33 die Strandlinien für die Vorspülung von 1983, auf Abb. 34 die für die Vorspülung von 1986 dargestellt; das Regelprofil der Aufspülung von 1986 (Abb. 35) zeigt auch hier ein hohes Depot mit einer Höhe von NN +5,0 m mit einem steilen Strandprofil an der MThw-Linie. Eine quantitative Auswertung der Vorspülung von 1983 ist nicht möglich, weil hier Störungen aus dem Nachbarbereich auftraten (vgl. DETTE u. GÄRTNER, 1987). Die Auswertung der Vorspülung von 1986 ergibt eine Halbwertszeit von 5,1 Jahren, die Aufspülungslänge betrug hier 3,4 km, die Auswertelänge jedoch nur 1,0 km. Auffällig sind bei allen Strandlinien (vgl. Abb. 33 und 34) die geringen Änderungen im Bereich zwischen den Profilen

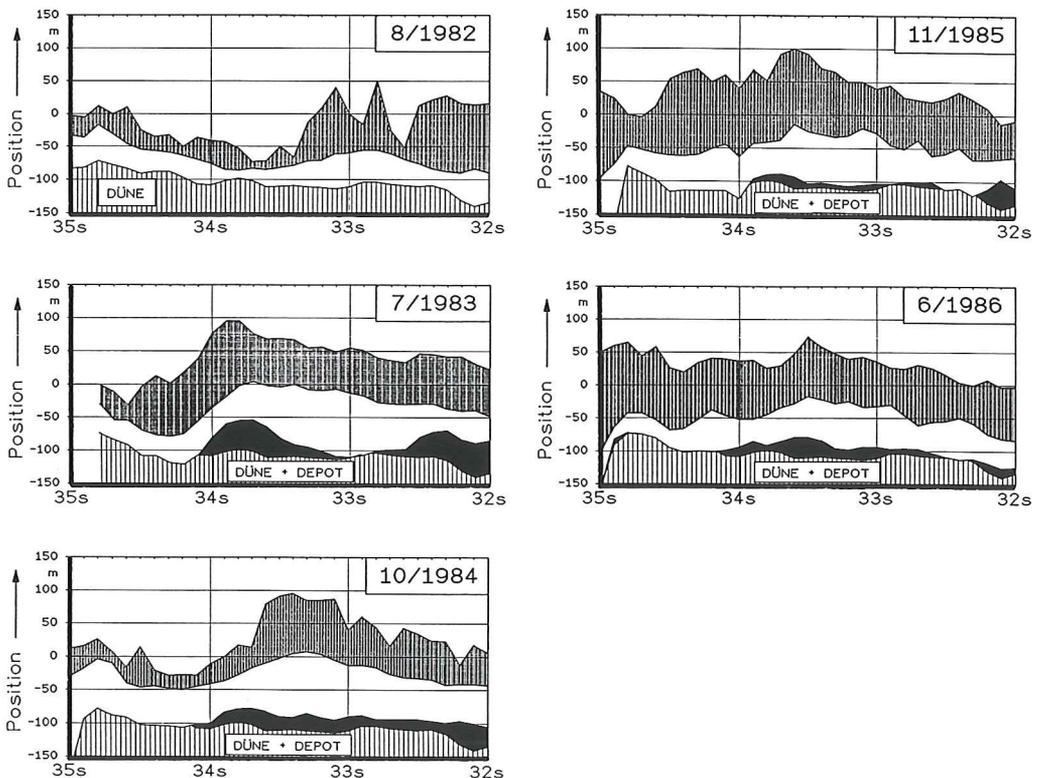


Abb. 33: Strandvorspülung 1983 vor Hörnum: Strand- und Dünenentwicklung von August 1983 bis Juni 1986

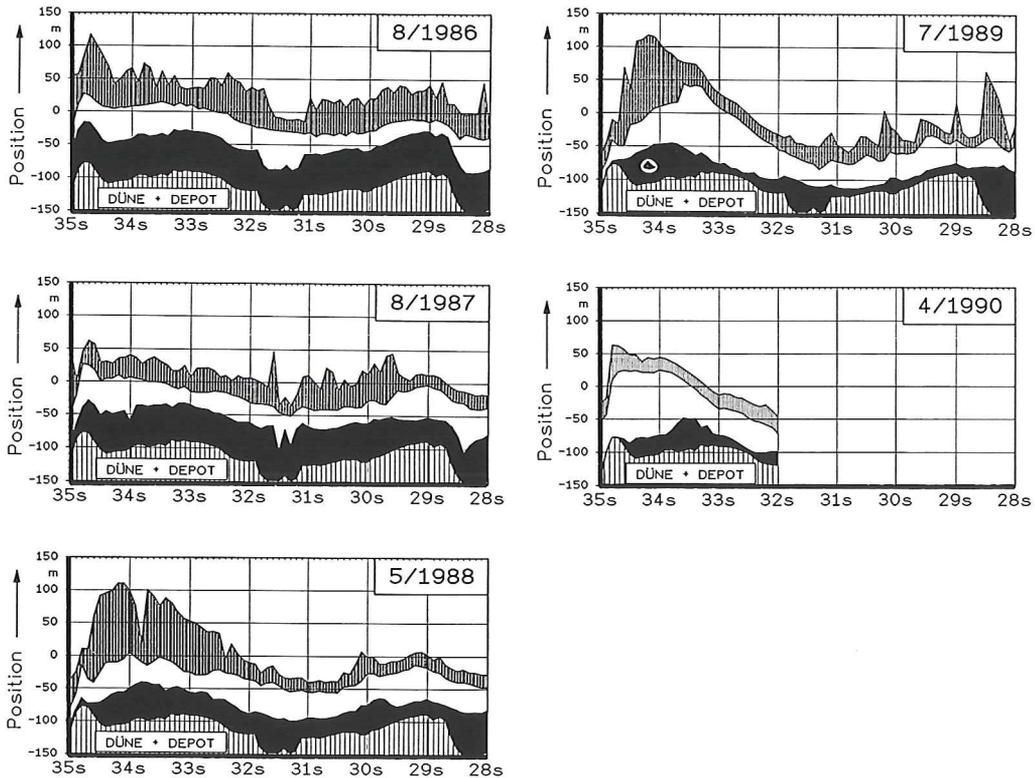


Abb. 34: Strandvorspülung 1986 vor Hörnum: Strand und Dünenentwicklung von August 1986 bis April 1990

33 S und 35 S; dies ist eine Wirkung der Tetrapodenbuhne bei Profil 35 S, die bei der in diesem Bereich vorwiegend südlich gerichteten Transportrichtung (vgl. Abb. 15) Anlandungen im Luvbereich begünstigen. Hiermit könnte die relativ große Halbwertszeit in Verbindung gebracht werden; dieser Vorteil wirkt sich allerdings zuungunsten der Hörnum-Odde aus.

Die Verweilzeiten der Wasserstände oberhalb des Horizontes NN +200 cm betragen hier in den Jahren von 1986 bis 1990 89 Stunden; das ergibt einen

$$\text{Jahresmittelwert von } \frac{89}{4} = 22,2 \text{ Stunden}$$

Mit $d_{50} = 0,40$ mm liegt der Medianwert der Vorspülung von 1986 etwas über dem erforderlichen Wert von 0,35 mm nach ANDRESEN et al. (1987).

5.4 Vorspülung vor Kampen (1985)

Die Strandlinie vor Kampen zeigt Abb. 36, Abb. 37 das zugehörige Regelprofil; hier handelt es sich um ein sehr hohes Depot, dessen Höhe auf etwa 40 m Breite von NN +8,0 m auf etwa NN +7,0 m abfällt; auch hier war im Bereich der MThw-Linie ein steiler Strand vorhanden (Abb. 37). Abb. 38 zeigt, welche Veränderungen an diesem hohen Depot eine

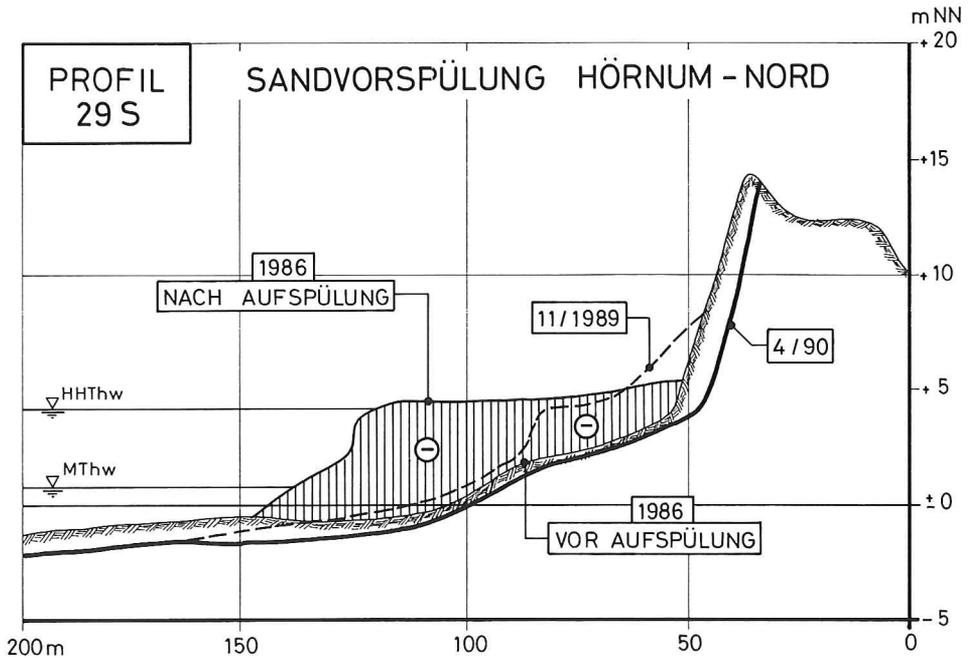


Abb. 35: Strandvorspülung 1986 vor Hörnum: Regelprofil vor und nach der Vorspülung

einige Sturmflut (6. 11. 1985) erzeugen konnte; der Rückgang des hohen Depots geht aus Abb. 36 hervor. Hier waren es besonders die Sturmfluten Anfang 1990, die zu einem völligen Abbau des Depots und einem anschließenden Kliffabbruch führten. Die Korndurchmesser d_{50} dieser Vorspülung lagen mit Werten zwischen $d_{50} = 0,47$ mm und $d_{50} = 0,64$ mm (Mittelwert $0,535$ mm nach ALW HUSUM) relativ hoch. Ob für die Halbwertszeit ($T_h = 5,4$ Jahre) auch die Höhe des Depots (NN +8 m) eine Rolle gespielt hat, ist zweifelhaft; die Erfahrung hat bisher immer gezeigt, daß der Dünenrückgang völlig unabhängig von der Dünenhöhe ist; nach Sturmfluten stellt sich der Fuß der Abbruchböschung als eine nahezu gerade Linie ein, nur die obere Abbruchkante folgt der Morphologie der Dünenkette. Die Vorspüllänge betrug $4,7$ km, die Auswertelänge aber nur $1,5$ km. In den Jahren 1985 bis 1990 betrug die Verweilzeiten von Wasserständen NN > 220 cm = 105 Stunden, was einen

$$\text{Jahresmittelwert von } \frac{105}{5} = 21,0 \text{ Stunden}$$

bedeutet. Aufgrund der hohen Abbrüche im November 1985 (Abb. 40) kurz nach Beendigung der Vorspülung wurde die ursprüngliche Geometrie des Depots modifiziert. Zugunsten einer Verlängerung des Depots von 40 m auf 60 m wurde dies in der Höhe auf NN +5 m vermindert (Abb. 31); dadurch wurde das Vorspülvolumen beibehalten.

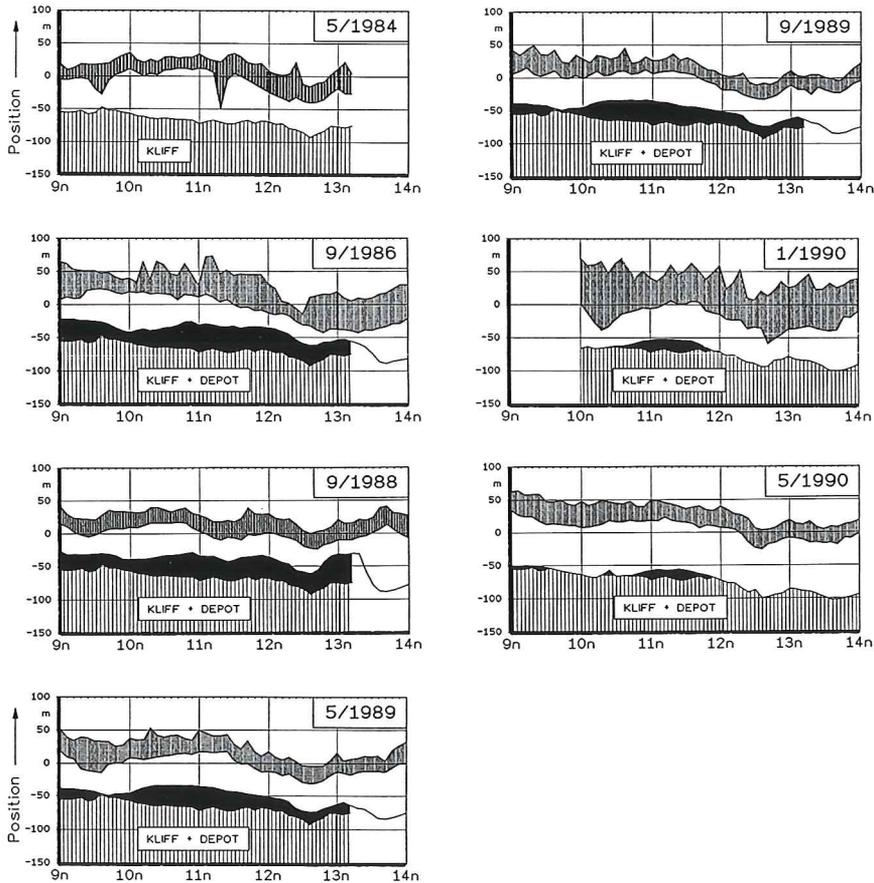


Abb. 36: Strandvorspülung 1985 vor Kampen: Strand- und Dünenentwicklung von Mai 1984 bis Mai 1990

6. Analyse und Bewertung der Sandvorspülungen vor Sylt

6.1 Anmerkungen zur Vorspülmenge, Halbwertzeit und Wiederholungsintervall

In einer theoretischen Untersuchung hat FÜHRBÖTER (1991) nachgewiesen, daß sich der Abbau einer Sandvorspülung nach einem Exponentialgesetz vollzieht, das durch eine Halbwertzeit ausgedrückt werden kann. Voraussetzung hierzu war die Annahme einer in langfristiger Betrachtung annähernd konstanten Wellenenergie an der Küste, diese trifft z. B. für die Westküste von Sylt zu (vgl. Abschnitt 3). Aufgrund des Abbaus nach dem Exponentialgesetz konnte FÜHRBÖTER (1991) dann für praktische Belange aufzeigen, daß der langfristige Gesamtbedarf an Vorspülmengen (z. B. über 20 Jahre und mehr) am geringsten ist, wenn die Methode möglichst kurzer Wiederholungsintervalle mit entsprechenden Vorspülmengen angewandt wird. Bei einer derartigen Vorgehensweise ist der Grundsatz anzuwenden, daß jeweils nur das für den Schutz eines Bauwerkes oder eines natürlichen Küstenabschnittes (Düne, Kliff) erforderliche Minimalvolumen V_{\min} , das dem natürlichen Strandprofil ent-

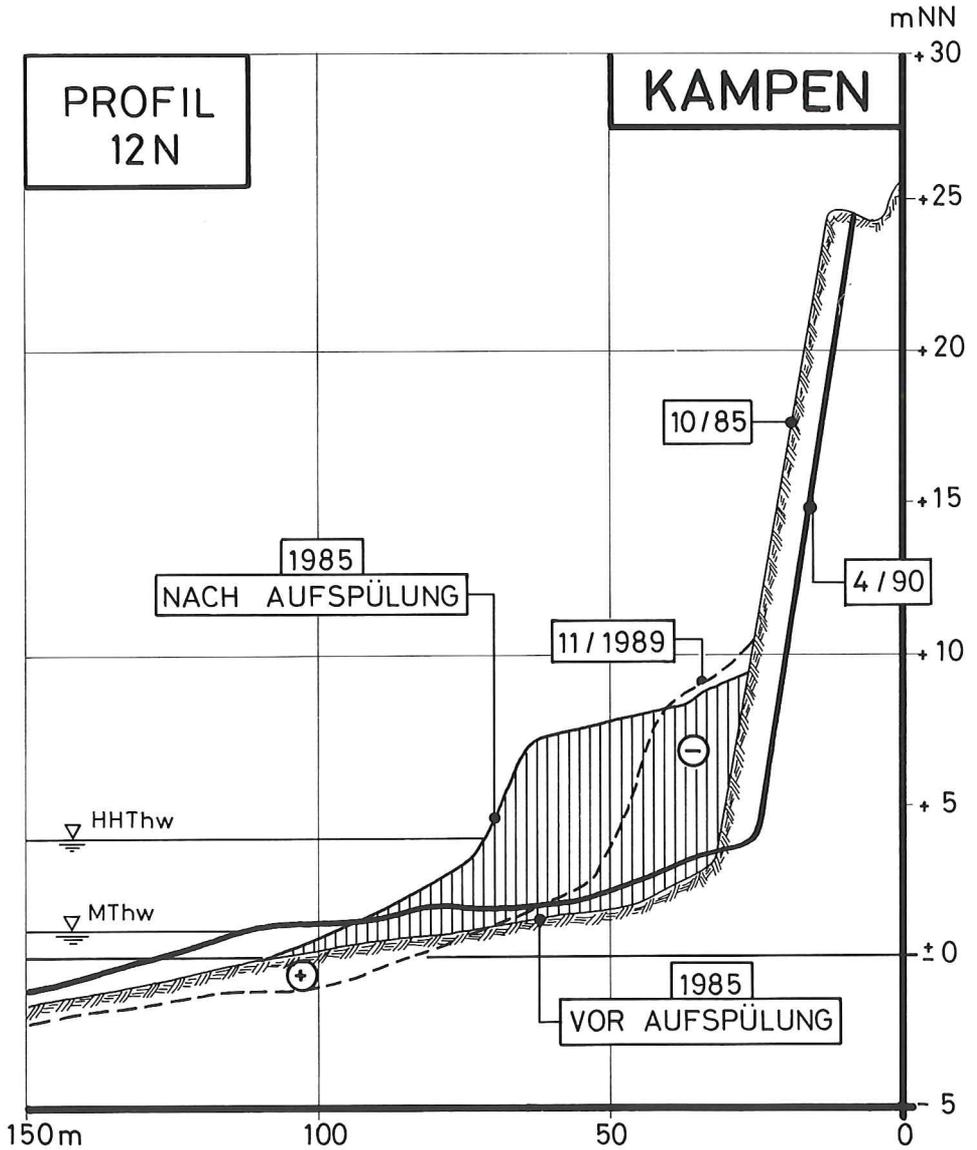


Abb. 37: Strandvorspülung 1985 vor Kampen: Regelprofil vor und nach der Vorspülung

spricht, vorgehalten wird; eine Wiederholungsvorspülung wird nötig, wenn $V(t) = V_{\min}$ (Abb. 39) wird. Wie Abb. 40 veranschaulicht, kann das Minimalvolumen sowohl durch häufigere Wiederholungen mit kleineren Vorspülmengen (oben) als auch durch Vorspülungen in größeren Abständen mit größeren Mengen erreicht werden.

Einschränkend wurde von FÜHRBÖTER (1991) in diesem Zusammenhang aufgezeigt, daß unter bestimmten Umständen Abweichungen vom Exponentialgesetz bei der Anwendung auf praktische Belange auftreten, die sich auf die notwendigen Wiederkehrintervalle auswirken.

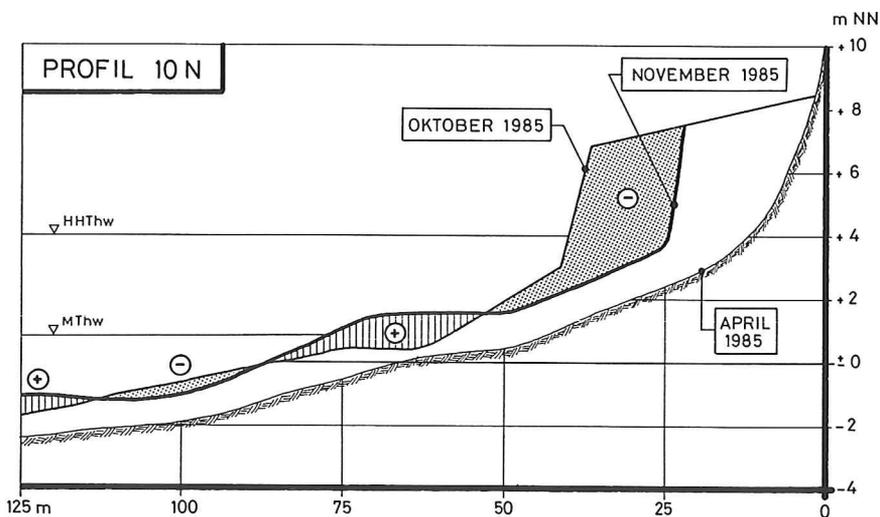
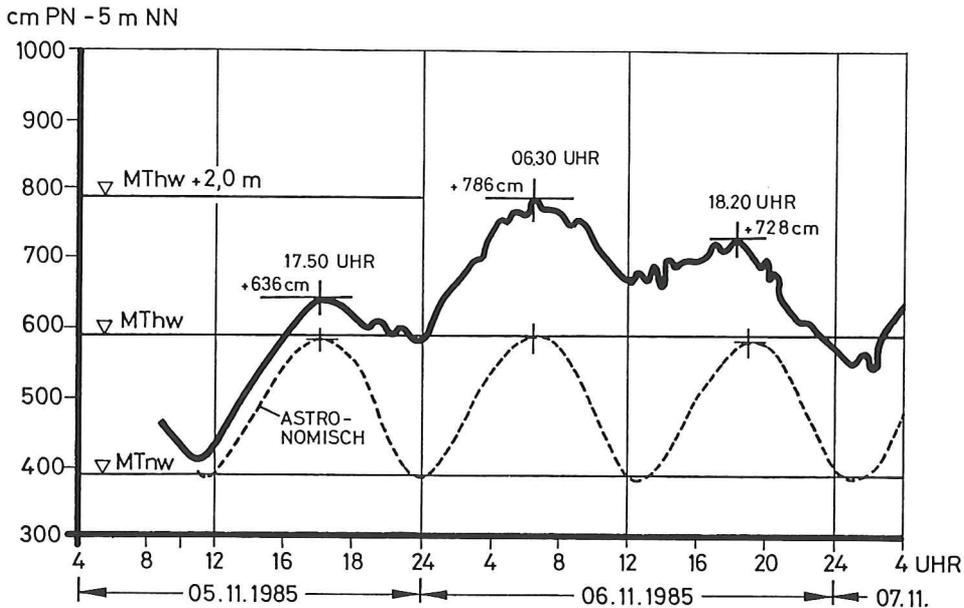


Abb. 38: Strandvorspülung 1985 vor Kampen: Abbruch durch die Sturmfluten vom 6. November 1985 (Profil 10 N)

Im negativen Sinne sind dies Reflexionen z. B. vor einer Ufermauer oder die Bildung eines Kliffs bei zu hoch aufgespültem Depot.

Auf der anderen Seite kann im positiven Sinne auch bei gleichem Einbauvolumen durch geeignete Vorgehensweise eine Verlängerung des Wiederholungsintervalles erreicht werden. Eine solche Baumaßnahme stellt z. B. die Anlage eines Depots (Abb. 41) unmittelbar vor der zu schützenden Küstenlinie dar (Düne, Kliff) (vgl. FACHPLAN SYLT des ALW HUSUM, 1985). Wenn der Fuß eines Depots in einer solchen Höhe angelegt wird, daß ein Abbruch dieses

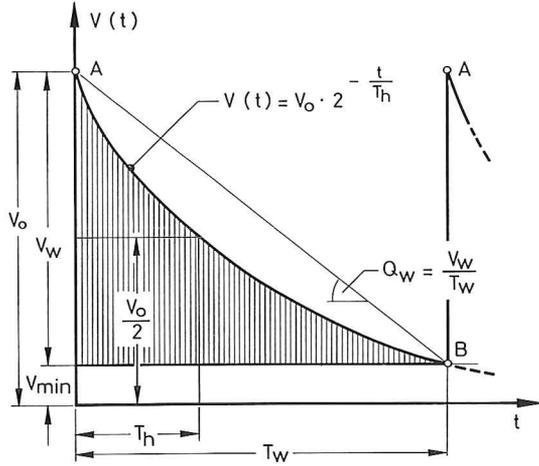


Abb. 39: Zeitliches Verhalten einer Vorspülung nach dem Exponentialgesetz mit V_0 = Bezugsvolumen, V_w = Vorspülvolumen, T_h = Halbwertszeit (= konstant, wenn Wellenenergie konstant) und T_w = Wiederholungsintervall (FÜHRBÖTER, 1991)

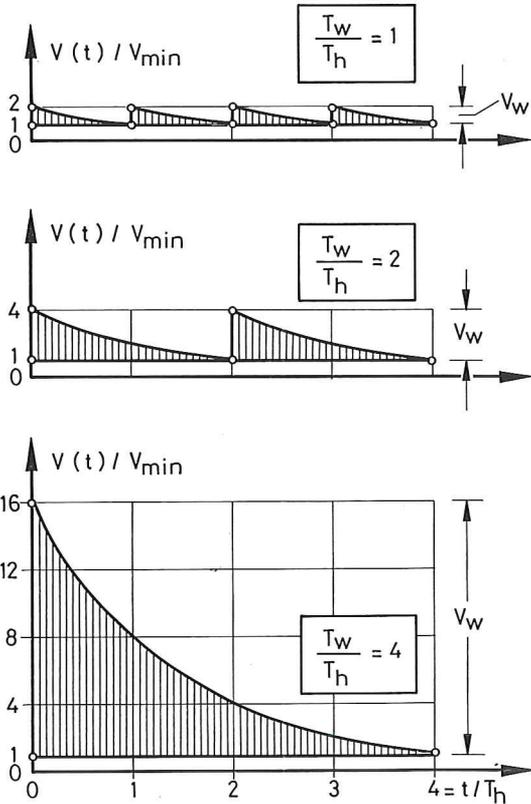


Abb. 40: Zeitliches Verhalten von Wiederholungsspülungen mit verschiedenen Wiederholungsintervallen T_w/T_h (FÜHRBÖTER, 1991)

Depots nur bei höheren Sturmfluten eintreten kann, so wirken diese Abbruchmassen wie zusätzliche Wiederholungsvorspülungen und ergänzen die Vorspülmenge V_w , die unmittelbar auf den Strand aufgebracht wurde. Wie Abb. 41 schematisch zeigt, wird auf diese Art eine Verlängerung dieses Wiederholungsintervalles T_w gegenüber dem Fall erreicht, daß das Depotvolumen V_d zusammen mit der Spülmenge V_w auf den Strand aufgebracht wird (gestrichelte Linie auf Abb. 41). Besonders vorteilhaft wirkt sich dabei aus, daß diese Abbruchmasse aus dem Depot gerade zu den Zeitpunkten dem Strand zugute kommen, wo mit hohen Wellenenergien besonders hohe Verlustrasten verbunden sind. Mit der Verlängerung des Wiederholungsintervalles wird hier eine Verringerung des mittleren Massenbedarfes erzeugt, weil die Depotabbrüche während des Wiederkehrintervalles wie kurzfristige Wiederholungsvorspülungen wirken.

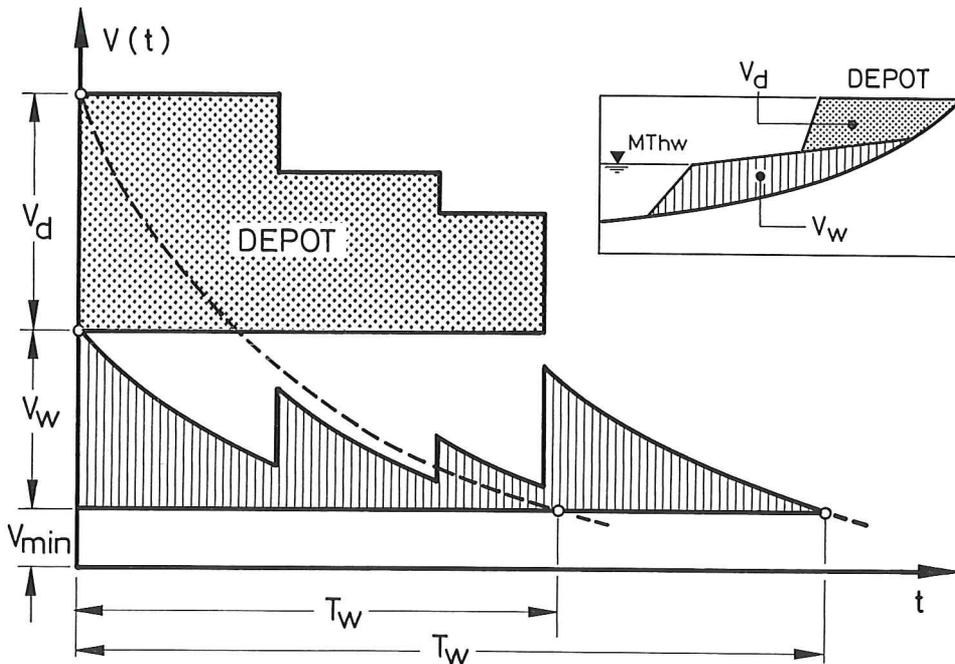


Abb. 41: Verlängerung des Wiederholungsintervalles T_w durch Anlage eines Depots (schematisch)

Aufgrund der hier zusammengefaßten theoretischen Vorüberlegungen von FÜHRBÖTER (1991) werden nachfolgend die in Abschnitt 5 beschriebenen Sandvorspülungen u. a. im Hinblick auf Halbwertzeiten, Wiederholungsintervallen und möglichen Vorspüloptimierungen einer Bewertung unterzogen.

6.2 Halbwertzeiten der Vorspülungen vor Westerland und Betrachtungen zu künftigen Wiederholungsintervallen

Für die drei Vorspülungen vor Westerland wurde die zeitliche Entwicklung der Massen (oberhalb NN -4 m) dieser Vorspülungen bis zum letzten Aufmaß von 1990 (nach ANDRESEN et al., 1988, ergänzt von TILLMANN, 1990) für eine Auswertelänge von 1,7 km ausgewertet

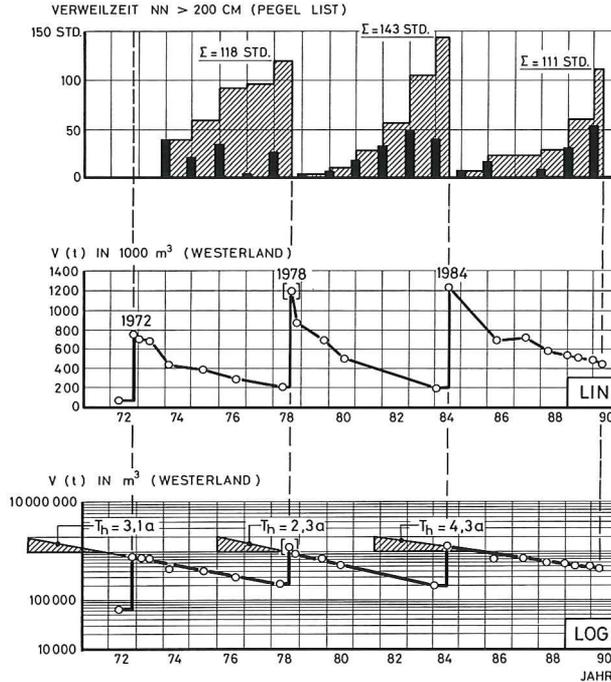


Abb. 42: Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): oben: Verweilzeiten am Pegel List > NN +2,0 m, unten: Massen als V(t) in linearer Auftragung

und sowohl in linearer (= LIN) als auch in einfachlogarithmischer (= LOG) Darstellung (Abb. 42, Mitte und unten) zusammen mit den jährlichen Verweilzeiten oberhalb NN +200 cm am Pegel List (Abb. 42, oben) aufgetragen. Es geht hieraus hervor, daß der Abbau der Vorspülvolumina weitgehend dem Exponentialgesetz nach Gleichung (FÜHRBÖTER, 1991)

$$V(t) = V_0 \cdot 2^{-t/T_h} \tag{8}$$

entspricht; dies drückt sich dadurch aus, daß bei allen Vorspülungen die Meßpunkte in den einfachlogarithmischen Auftragnungen durch Geraden genähert werden können. Abweichungen können damit erklärt werden, daß die Forderung einer zeitlich konstanten Wellenenergie nicht streng erfüllt ist.

In Tafel 3 sind die wichtigsten Daten der Vorspülungen 1972, 1978 und 1984 zusammengestellt.

Es geht aus Tafel 3 hervor, daß die erste Vorspülung (1972) in den Jahren von 1972 bis 1978 eine Summe der Verweilzeiten von 118 Std. aufweist; die höchsten Belastungen traten bei

Tafel 3. Vorspülungen vor Westerland (Übersicht)

Vorspülung (Jahr)	Beobachtungszeit	Vorspülmenge	Vorspülmänge	Verweilzeit > NN + 2,0 m	Halbwertszeit T _h
1972	6 Jahre	1,0 Mio m ³	0,9 km	118 Std.	3,1 Jahre
1978	6 Jahre	1,0 Mio m ³	1,0 km	143 Std.	2,3 Jahre
1984	6 Jahre	1.0 Mio m ³	1,5 km	111 Std.	4,3 Jahre

der Sturmflutserie im Herbst 1973 und bei den Januarfluten 1976 ein. Die zweite Vorspülung (1978) weist mit 143 Std. zwischen 1978 und 1984 die größte Summe der Verweilzeiten auf; hier wurden die höchsten Belastungen durch den sturmflutreichen Winter 1982/83 und durch die Sturmflut vom 24. 11. 1981 mit dem HHThw am Pegel List erzeugt. Die dritte Vorspülung (1984) zeigt in der Zeit von 1984 bis Mitte 1990 eine Summe der Verweilzeiten von 110 Std., die vergleichbar mit der Summe der Verweilzeiten der ersten Vorspülung (118 Std.) ist; hier treten die höchsten Belastungen erst im Frühjahr 1990 ein. Obwohl hier mit rd. 53 Std. der bisherige Größtwert der Verweilzeiten erreicht wurde, zeigt die Massenentwicklung als Funktion der Zeit ($V(t)$) in linearer Darstellung (Abb. 42, Mitte) keine auffällige Unstetigkeit anhand der Punktfolge. Bereits die Anordnung der einzelnen Punkte in logarithmischer Darstellung läßt erkennen, daß sie nahezu auf einer Geraden angeordnet sind. Durch diese Punkte wurden nach der Methode der kleinsten Quadrate Ausgleichsgeraden gelegt; bei der Vorspülung von 1978 wurde allerdings der erste Punkt unmittelbar nach der Vorspülung ausgelassen, weil bei dieser Vorspülung der Effekt einer Kliffbildung (Abb. 28) auftrat, die bereits in den ersten zwei Monaten zu einem Massenverlust von rd. 350 000 m³ führte. Dieser hohe Massenverlust fand statt, obwohl in diesen zwei Monaten keine nennenswerte Sturmfluttätigkeit vorlag.

Mit Hilfe der Ausgleichsgeraden nach Abb. 42 (unten) können zu den einzelnen Vorspülungen die Halbwertzeiten T_h bestimmt werden; sie betragen $T_h = 3,1$ Jahre für die Vorspülung von 1972, $T_h = 2,3$ Jahre für die Vorspülung von 1978 und $T_h = 4,3$ Jahre für die Vorspülung von 1984. Aus Abb. 42 geht hervor, daß zwischen den Halbwert- und den Verweilzeiten ein reziprokes Verhältnis besteht, wie es nach den Wellenenergien zu erwarten ist.

Der Mittelwert der drei Summen der Verweilzeiten beträgt 124,0 Std.; es könnten in Art einer ‚Beschickung‘ die gemessenen Halbwertzeiten auf diesen Mittelwert umgerechnet werden, indem die jeweilige Summe der Verweilzeiten auf die mittlere Summe von 124,0 Std. bezogen wird; es ergeben sich dann neue Halbwertzeiten \bar{T}_h wie folgt:

$$1972: \bar{T}_h = 3,1 \cdot \frac{118}{124,0} = 3,0 \text{ Jahre}$$

$$1978: \bar{T}_h = 2,3 \cdot \frac{143}{124,0} = 2,7 \text{ Jahre}$$

$$1984: \bar{T}_h = 4,3 \cdot \frac{111}{124,0} = 3,8 \text{ Jahre}$$

Der vorherige Wertevorrat zwischen $T_h = 2,3$ Jahre und 4,3 Jahre (Differenz 2,0 Jahre) wird dadurch eingengt; die Differenz zwischen der kleinsten ($T_h = 2,7$ Jahre) und der größten Halbwertzeit ($T_h = 3,8$ Jahre) verringert sich auf 1,1 Jahre. Es muß aber bedacht werden (vgl. Abschnitt 3), daß die Wellenenergien nicht allein mit den hohen Sturmfluten verbunden sind; das Kollektiv von drei Werten ist außerdem zu klein, um exakte Aussagen über die Beziehung der Verweil- zu den Halbwertzeiten treffen zu können. Bei der Vorspülung von 1978 kann überdies nicht ausgeschlossen werden, daß sich die ungünstige Massenentwicklung durch die Kliffbildung auch noch nach 1978 ausgewirkt hat.

Zunächst muß also von dem Wertevorrat der Halbwertzeiten der bisherigen drei Vorspülungen zwischen $T_h = 2,3$ Jahren und $T_h = 4,3$ Jahren ausgegangen werden; mit einem Richtwert von drei Jahren – der eher auf der ungünstigen Seite liegt – kann also, wie Abb. 43 zeigt, der Verlauf aller drei Vorspülungen befriedigend genähert werden.

Um die Zusammenhänge zwischen dem Mehrbedarf Q_w einer Sandvorspülung gegenüber dem Mindestbedarf Q_{\min} (entsprechend dem Minimalvolumen, Abb. 40) in Abhängigkeit vom

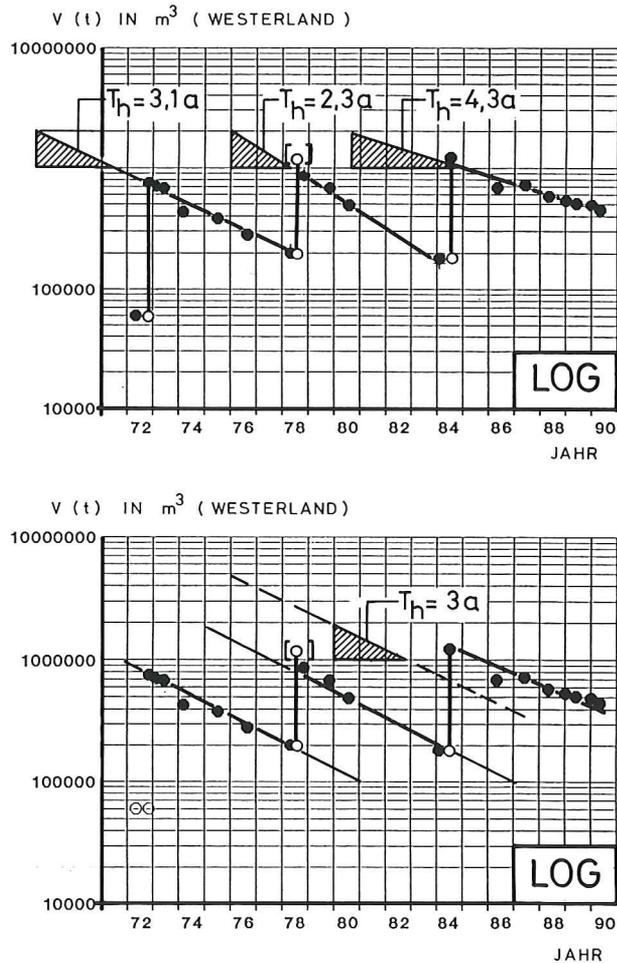


Abb. 43: Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): oben: Darstellung der Halbwertzeiten T_h der einzelnen Vorspülungen, unten: Näherung durch einen Richtwert von $T_h = 3$ Jahren

Wiederholungsintervall T_w an einem praktischen Beispiel aufzeigen zu können, bieten sich die Ergebnisse der vorliegenden Auswertungen für Westerland an. Konkret kann hier die Frage untersucht werden, in welchem Bereiche des mittleren Mehrbedarfs $Q_w(T_w)/Q_{min} = \alpha$ -Wert (FÜHRBÖTER, 1991) die Vorspülungen 1972, 1978 und 1984 liegen. In Tafel 4 sind daher für die Halbwertzeiten $T_h = 2,3$ Jahre, $T_h = 3,0$ Jahre und $T_h = 4,3$ Jahre diese α -Werte für Wiederholungsintervalle T_w von 0 bis 15 Jahren bestimmt; die Ergebnisse sind in grafischer Form auf Abb. 44 dargestellt. Daraus sowie aus Tafel 4 geht hervor, daß die Mehrbedarfs-werte zwischen $\alpha = 1,7$ (für die Halbwertzeit $T_h = 4,3$ Jahre) und $\alpha = 2,8$ (für die Halbwertzeit $T_h = 2,3$ Jahre) liegen; der Wert $\alpha = 1$ würde wieder den Fall der kontinuierlichen Vorspülung bedeuten. Eine Verkürzung des Wiederholungsintervalles auf drei Jahre (Abb. 43) würde α -Werte zwischen 1,3 und 1,6 erfordern. Dadurch ergäbe sich ein deutlich geringerer Massenbedarf. Eine Vergrößerung des Wiederholungsintervalles (Abb. 44) wäre mit einer bedeutenden Vergrößerung des Mehrbedarfs an Massen verbunden. Dieses soll an dieser Stelle nur eine Feststellung und keine Bewertung sein. Es kann aber schon hier ausgesagt werden,

Tafel 4. Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): Mittlerer Mehrbedarf α in Abhängigkeit von den Wiederholungsintervallen T_w bei verschiedenen Halbwertzeiten T_h

Wiederholungsintervall Jahre	Mittlerer Mehrbedarf α in Abhängigkeit von der Halbwertzeit (Jahre)		
	$T_h = 2,3 \text{ a}$	$T_h = 3,0 \text{ a}$	$T_h = 4,3 \text{ a}$
0	1	1	1
1	1.167	1.125	1.085
2	1.372	1.271	1.180
3	1.626	1.443	1.286
4	1.940	1.645	1.405
5	2.331	1.883	1.537
6	2.820	2.164	1.686
7	3.434	2.498	1.853
8	4.208	2.894	2.040
9	5.185	3.366	2.251
10	6.425	3.930	2.489
11	8.001	4.603	2.758
12	10.011	5.410	3.060
13	12.581	6.379	3.402
14	15.874	7.543	3.790
15	20.105	8.945	4.228

daß ein Wiederkehrintervall von sechs Jahren durchaus sinnvolle Werte auch für den Mehrbedarf liefert.

Dies geht auch aus der Berechnung der Vorspülmengen hervor, die auf Tafel 5 ebenfalls zu Wiederholungsintervallen von 0 bis 15 Jahren für Mindestvolumina von $V_{\min} = 100\,000 \text{ m}^3$

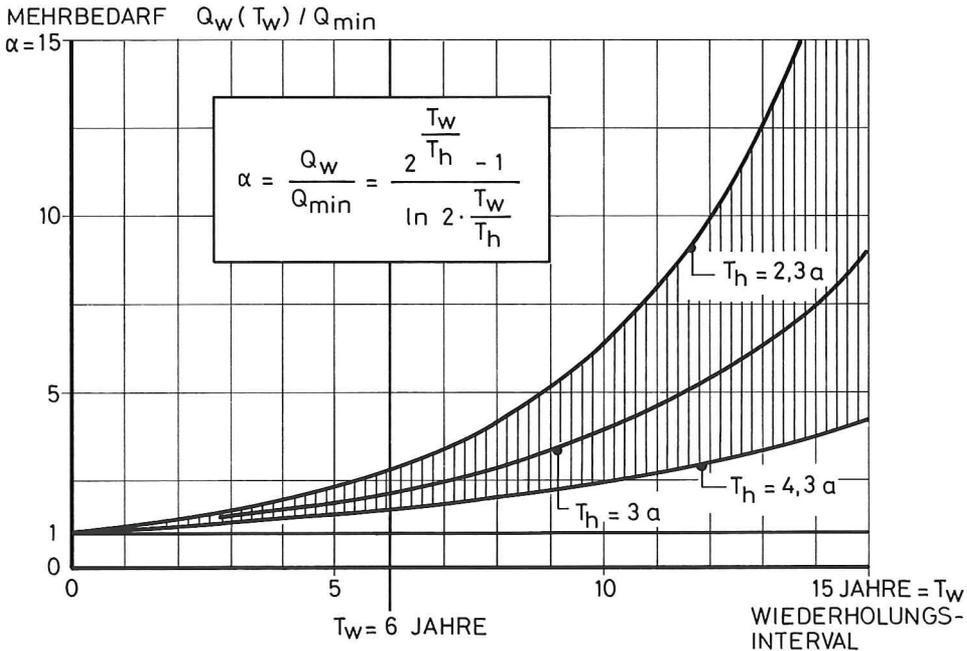


Abb. 44: Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984): Mittlerer Mehrbedarf α als Funktion des Wiederholungsintervalles T_w bei verschiedenen Halbwertzeiten T_h

Tafel 5. Vorspülungen vor Westerland (Halbwertzeit $T_h = 3$ Jahre): Zunahme der Vorspülmengen V_w in Abhängigkeit vom Wiederholungsintervall T_w (für $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$ und $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$)

T_w	$V_w = V_{\min} (2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1)$	
	$V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$	$V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$
Jahre		
0	0	0
1	26 000	52 000
2	59 000	118 000
3	100 000	200 000
4	152 000	304 000
5	217 000	434 000
6	300 000	600 000
7	404 000	808 000
8	535 000	1 070 000
9	700 000	1 400 000
10	908 000	1 816 000
11	1 117 000	2 334 000
12	1 500 000	3 000 000
13	1 916 000	3 832 000
14	2 440 000	4 880 000
15	3 100 000	6 200 000

und $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$ ermittelt wurden und deren Ergebnisse auf Abb. 45 grafisch dargestellt sind; bei dieser Berechnung wurde eine mittlere Halbwertzeit von $T_h = 3$ Jahren gemäß Abb. 43 verwendet.

Wie aus Abb. 42 hervorgeht, waren bei den Wiederholungsvorspülungen vor 1978 und 1984 jeweils noch Minimalvolumina von rd. $200\,000\text{ m}^3$ vorhanden; nur vor der ersten Vorspülung von 1972 war ein wesentlich kleineres Volumen (um $50\,000\text{ m}^3$ nach Abb. 42) vorhanden. Es kann nun die weitere Frage gestellt werden, wie sich die Wiederholungsintervalle und die zugehörigen Vorspülmengen verändern, wenn eine Wiederholungsvorspülung nicht wie bisher schon bei einem Minimalvolumen von $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$, sondern erst zum Zeitpunkt eines Minimalvolumens von nur $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$ durchgeführt würde. Die Ergebnisse in Tafel 5 und die Auftragungen auf Abb. 45 zeigen, daß mit der „Herabsetzung“ des Minimal- oder Restvolumens eine erhebliche Verringerung der Vorspülmengen (auf die Hälfte) erreicht werden kann. Unabhängig von diesem Ergebnis wäre für die praktische Anwendung vorab zu klären, ob ein Restvolumen von $100\,000\text{ m}^3$ als ausreichend für die Uferschutzwerke vor Westerland angesehen werden kann.

Abb. 46 zeigt schematisch, wie sich gegenüber der bisherigen Restmenge von $200\,000\text{ m}^3$ in einem Zeitraum von 18 Jahren die Vorspülmengen bei einer Restmenge von $100\,000\text{ m}^3$ ändern würden. Bei dem bisherigen Restvolumen von $200\,000\text{ m}^3$ sind in den 18 Jahren drei Wiederholungsvorspülungen mit je $V_w = 600\,000\text{ m}^3$, in der Gesamtzeit von 18 Jahren also 1,8 Mio. m^3 erforderlich; diese Volumina entsprechen einer konstanten Halbwertzeit $T_h = 3$ Jahre und sind daher nicht mit den Vorspülmengen vergleichbar, die in den Jahren 1972, 1978 und 1984 tatsächlich eingespült wurden; hier war außerdem vor der ersten Vorspülung von 1972 nur ein V_{\min} von etwa $50\,000\text{ m}^3$ vorhanden (Abb. 42). Wenn die Restmengen der Jahre 1978 und 1984 (Mindestvolumen) auf $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$ herabgesetzt und wenn das Wiederholungsintervall von sechs Jahren beibehalten würde, dann würden sich entsprechend dem Verhältnis der Minimalvolumina die einzelnen Vorspülmengen auf $V_w = 300\,000\text{ m}^3$ reduzie-

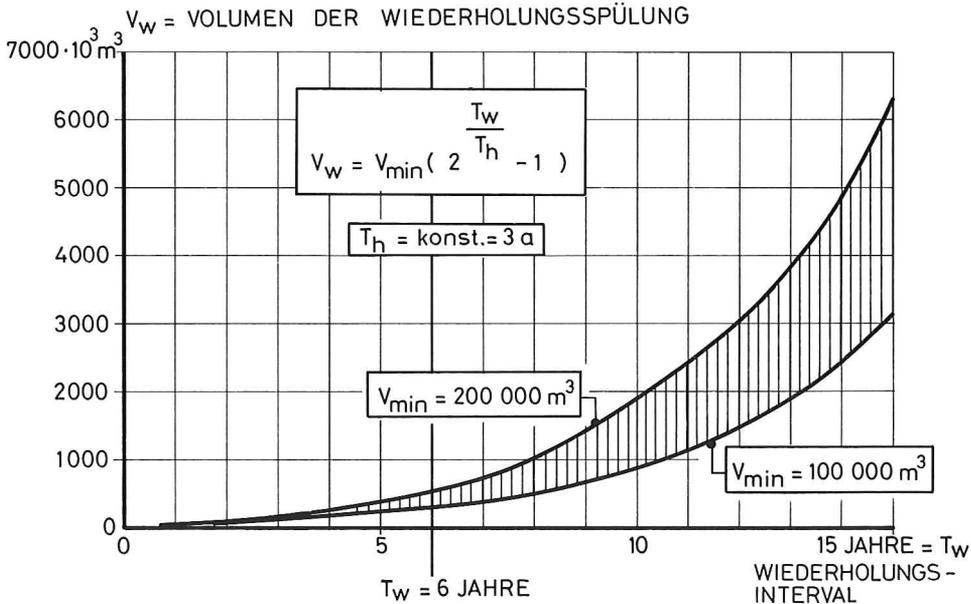


Abb. 45: Vorspülungen vor Westerland ($T_h = 3$ Jahre): Vorspülmenge V_w als Funktion des Wiederholungsintervalles T_w (für $V_{\min} = 100\,000 \text{ m}^3$ und $V_{\min} = 200\,000 \text{ m}^3$)

ren, so daß in der Gesamtzeit von 18 Jahren hier statt 1,8 Mio. m^3 (Abb. 46, oben) nur die Hälfte an Massen, nämlich 0,9 Mio. m^3 (Abb. 46, Mitte) benötigt werden. Es wäre aber auch möglich, das Wiederholungsintervall heraufzusetzen; bei einem Wiederholungsintervall von neun Jahren wären nur zwei Vorspülungen mit je $V_w = 700\,000 \text{ m}^3$ erforderlich, was einer Gesamtmasse von 1,4 Mio. m^3 in 18 Jahren entspricht (Abb. 46, unten). Es zeigt sich deutlich, daß das kürzere Wiederholungsintervall von sechs Jahren auf jeden Fall die größere Massensparnis liefert.

Wie bereits erwähnt, sollen diese Darstellungen nicht als Empfehlung gewertet werden, sondern sie können nur als Entscheidungshilfe für Optimierungsüberlegungen dienen, die nach anderen Gesichtspunkten vorgenommen werden müssen.

6.3 Zu den Halbwertzeiten einzelner Vorspülungen

6.3.1 Vorspülung vor Rantum (1987)

Die Massenentwicklungen für die Vorspülung vor Rantum (1987) sind auf Abb. 47 und 48 dargestellt. Auf Abb. 47 sind, getrennt für die Wasserwechselzone (NN $-1,0 \text{ m}$ bis NN $+1,0 \text{ m}$) und für den trockenen Strand (NN $+1,0 \text{ m}$ bis NN $+5,0 \text{ m}$), die Volumina $V(t)$ von 1987 bis 1990 aufgetragen. Kennzeichnend ist hier das Verhalten des Strandes in den verschiedenen Höhenstufen zwischen 1989 und 1990 (Sturmflutserien); es geht aus Abb. 47 (unten) hervor, daß hier auf dem trockenen Strand ein erheblicher Massenverlust auftritt, der aber der Wasserwechselzone zugute kommt. Werden dagegen die Gesamtvolumina oberhalb des Horizontes NN $-1,0 \text{ m}$ betrachtet (Abb. 48, oben), so ist ein wesentlich ausgeglichener Verlauf der Funktion $V(t)$ festzustellen. Bei dieser Vorspülung wurden Aufmaße in besonders

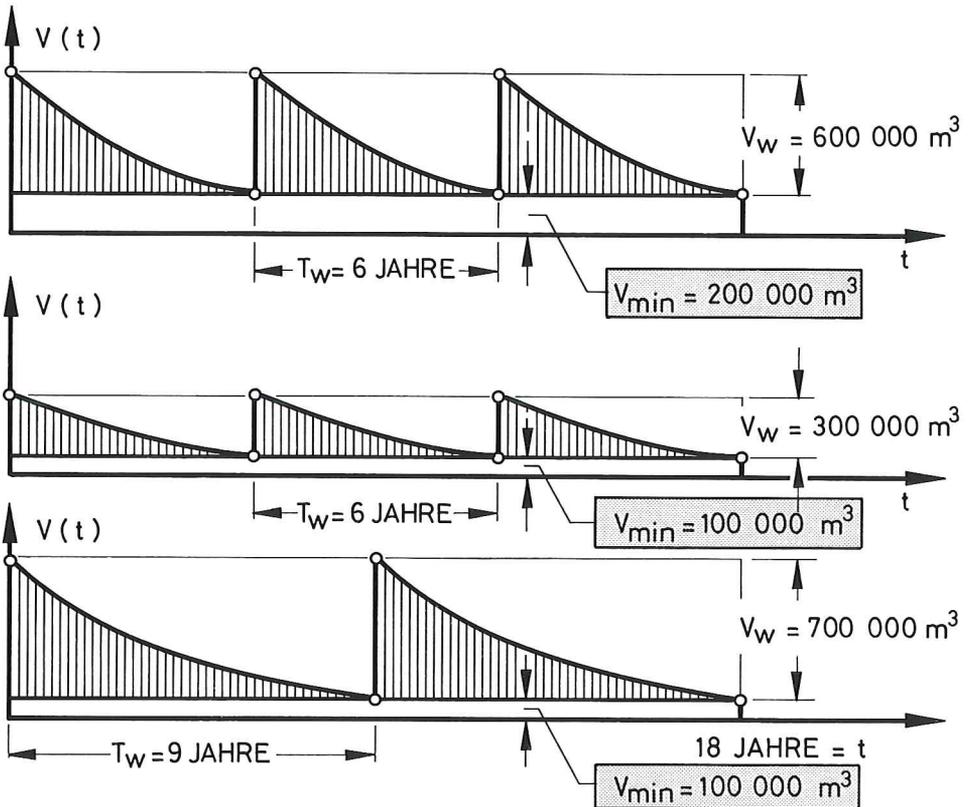


Abb. 46: Vorspülungen vor Westerland auf der Grundlage von $T_h = 3$ Jahre: Beziehungen zwischen Vorspülmengen und Wiederholungsintervallen bei $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$ und $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$

engem Abstand durchgeführt; die insgesamt sieben Auswertungen zwischen 1987 und 1990 zeigen in der logarithmischen Auftragung (Abb. 48, unten) eine gute Übereinstimmung mit dem Exponentialgesetz, was dadurch ausgedrückt wird, daß die einzelnen Punkte unschwer durch eine Ausgleichsgerade genähert werden können, deren Steigung eine Halbwertszeit von $T_h = 3,1$ Jahren ergibt. Es ist zu beachten, daß für die Gesamtmasse auch das Aufmaß von 1990 – nach den schweren Sturmflutserien von Januar und Februar 1990 – keine sichtbare Abweichung von dem Verlauf der Ausgleichsgeraden aufweist (Abb. 48, unten).

6.3.2 Vorspülungen vor Hörnum (1983 und 1986)

Wie bei Rantum werden auch hier die Massenaufmäße getrennt in den Höhenstufen NN $-1,0$ m bis NN $+1,0$ m (Wasserwechselzone) und von NN $+1,0$ m bis NN $+5,0$ m (trockener Strand) durchgeführt (Abb. 49); auf Abb. 50 sind die Gesamtvolumina oberhalb des Horizontes $-1,0$ m dargestellt. Die Vorspülung von 1983 ist ausführlich bei DETTE und GÄRTNER (1987) beschrieben; es traten nach 1984 hier im Unterwasserstrand morphologische Veränderungen auf (Bildung einer ausgeprägten Rinne), die auch zu Störungen in den Vorspülprofilen führten (vgl. Abschnitt 5.3). Dies drückt sich sowohl in den Funktionen $V(t)$ für die

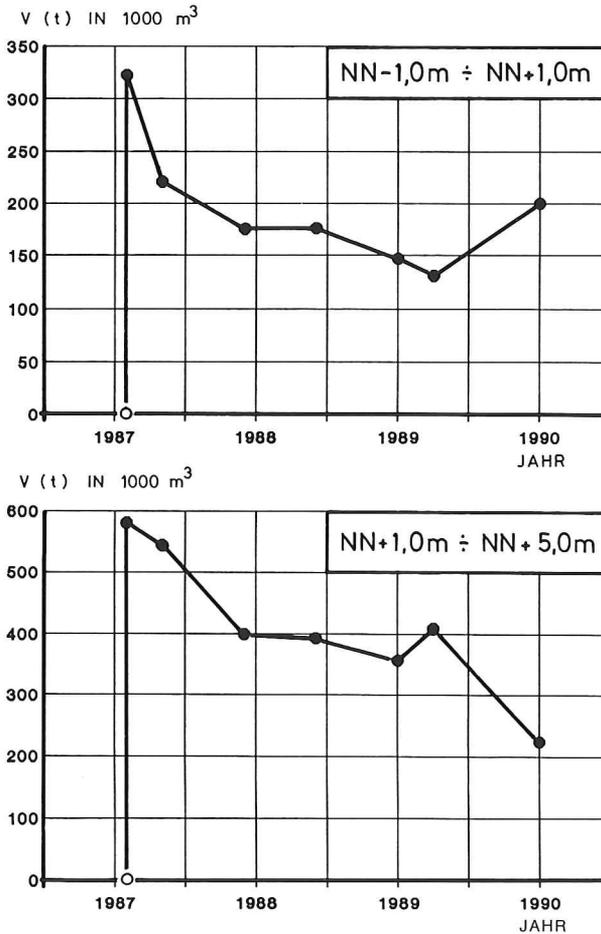


Abb. 47: Vorspülung Rantum (1987): oben: Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m), unten: Trockener Strand (NN +1,0 m bis NN +5,0 m)

Wasserwechselzone nach 1984 (Massengewinn) als auch für den trockenen Strand (Massenverlust) aus. Auch die Summe beider Massen zeigt einen ausgesprochen untypischen Verlauf für die Jahre 1985 und 1986 (vgl. Abb. 50, oben). Die zweite Vorspülung von 1986 zeigt dagegen einen wesentlich ausgeglicheneren Verlauf mit Ausnahme der Wasserwechselzone, wo zwischen 1988 und 1989 ein starker Massengewinn festzustellen ist (Abb. 50, oben). Dieser macht sich zwar auch in den Gesamtmassen bemerkbar, insgesamt kann aber für diese Vorspülung (1986) wie bei Rantum ein Verhalten festgestellt werden, das sich gut durch das Exponentialgesetz beschreiben läßt. Die Ausgleichsgerade durch die fünf Punkte zu den Aufmessungen zwischen 1986 und 1990 ergibt hier eine Halbwertszeit von $T_h = 5,1$ Jahren; auch hier ist für den letzten Punkt im Frühjahr 1990 – nach den Sturmfluten im Januar und Februar 1990 – keine ungewöhnliche Abweichung von der Ausgleichsgeraden festzustellen (Abb. 50, unten).

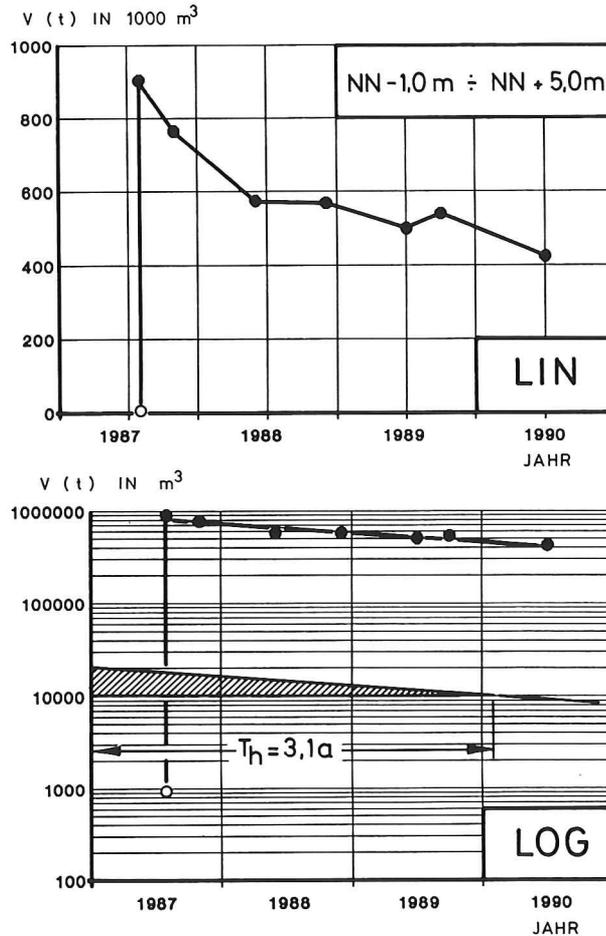


Abb. 48: Vorspülung Rantum (1987): Gesamtvolumen (NN -1,0 m bis NN +5,0 m), oben: in linearer Darstellung, unten: in logarithmischer Darstellung mit Halbwertszeit

6.3.3 Vorspülung vor Kampen (1985)

Den Verlauf der Funktion $V(t)$ für den Wasserwechselfbereich NN -1,0 m bis NN +1,0 m und für den trockenen Strand (hier von NN +1,0 m bis NN +8,0 m) ist in Abb. 51 aufgetragen; Abb. 52 zeigt in linearer und logarithmischer Darstellung die Entwicklung des Gesamtvolumens oberhalb des Horizontes NN -1,0 m von 1985 bis 1990. Hier sind besonders in der Wasserwechselfzone starke Unstetigkeiten festzustellen (Abb. 51, oben); wie bei der Vorspülung vor Rantum (vgl. Abschnitt 6.3.1) ist hier aber auch nach den Sturmfluten Anfang 1990 eine starke Massenzunahme anzutreffen, die mit einer entsprechenden Massenabnahme auf dem trockenen Strand verbunden ist (Abb. 51, unten). Für den trockenen Strand ist außerdem festzustellen, daß – ähnlich wie bei der Vorspülung vor Westerland (1978) – hier in den ersten Monaten nach der Vorspülung ein sehr starker Massenverlust von rd. $100\,000 \text{ m}^3$ auftritt, der offenbar durch eine Kliffbildung vor der sehr hohen Vorspülung erzeugt wurde.

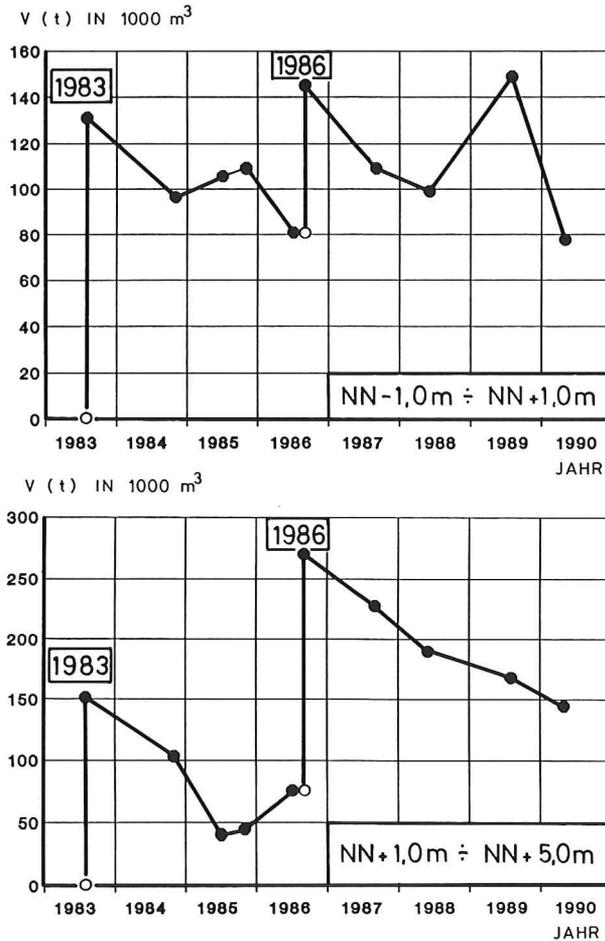


Abb. 49: Vorspülungen Hörnum (1983 und 1986): oben: Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m), unten: Trockener Strand (NN +1,0 m bis NN +5,0 m)

Außerdem ist hier nicht nur auf dem trockenen Strand (Abb. 52, unten), sondern auch im Verlauf der Funktion $V(t)$ des Gesamtvolumens im Winter 1989/1990 ein sehr starker Volumenverlust vorhanden (Abb. 51, oben), der nicht mit dem übrigen Kurvenverlauf übereinstimmt; es trat hier bei den Sturmfluten Anfang 1990 eine Kliffbrandung auf, die zu einem beschleunigten Massenabbruch führte. Würde formal hier eine Ausgleichsgerade durch sämtliche sieben Punkte zwischen den Aufmaßen von 1985 bis 1990 gelegt, so würde sich eine Halbwertszeit von nur $T_h = 1,6$ Jahren ergeben; wie aber aus der logarithmischen Auftragung auf Abb. 52 (unten) hervorgeht, kann diese Ausgleichsgerade nicht als repräsentativ für den Gesamtverlauf der Funktion $V(t)$ angesehen werden. Werden dagegen der erste Punkt (Massenverlust unmittelbar nach der Vorspülung) für 1985 und der letzte Punkt für 1990 (Kliffbrandung) weggelassen und wird dann eine Ausgleichsgerade durch die verbleibenden fünf Punkte gelegt, so ergibt sich mit $T_h = 5,4$ Jahren eine Halbwertszeit, die sogar höher als die der anderen Vorspülungen liegt. Es müssen hier die besonderen Verhältnisse dieser Vorspülung berücksichtigt werden.

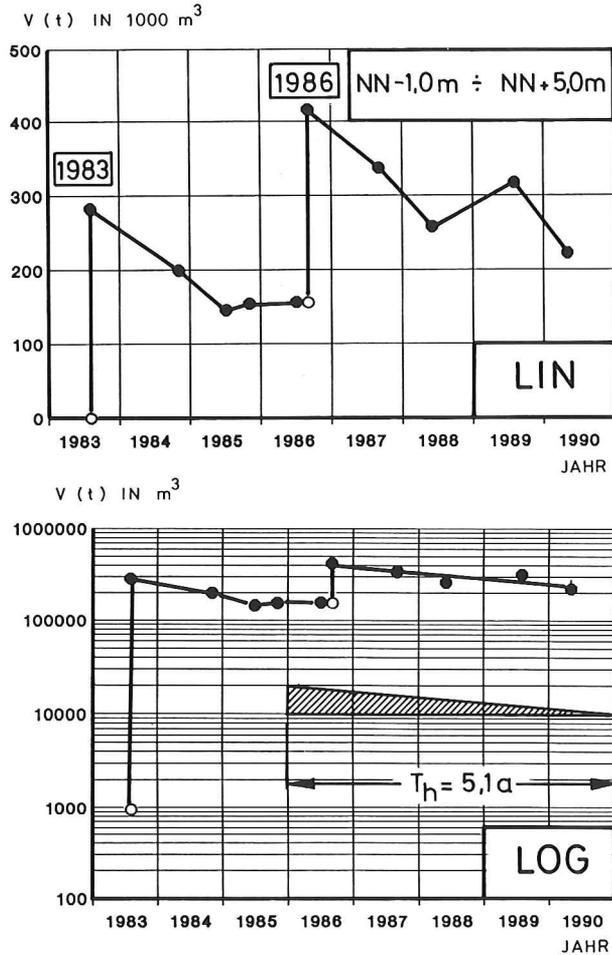


Abb. 50: Vorspülungen Hörnum (1983 und 1986): Gesamtvolumen (NN -1,0 m bis NN +5,0 m), oben: in linearer Darstellung, unten: in logarithmischer Darstellung mit Halbwertszeit

6.3.4 Zusammenstellung der Halbwertszeiten

Alle beschriebenen Vorspülungen (Westerland, Rantum, Hörnum und Kampen) sind auf Abb. 53 nochmals zusammengestellt. Mit Bezug zu den jährlichen Verweilzeiten im Zeitraum 1970 bis 1990 wurden die einzelnen Vorspülmengen und deren zeitlicher Abbau in linearer Darstellung als $V(t)$ aufgetragen (Abb. 53, links). Die Funktionen $V(t)/V_0 = f(t)$ (Abb. 53, Mitte) und $V(t)/V_0 = f(t/T_h)$ der einzelnen Vorspülungen werden der linearen Darstellung in logarithmischer Auftragung gegenübergestellt; diese Funktionen beginnen für $t = 0$ stets mit dem Wert 1. Es ist festzustellen (Abb. 53), daß alle bisherigen Vorspülungen – obwohl sie nicht zeitgleich durchgeführt wurden – ein annähernd ähnliches Verhalten zeigen, mit Ausnahme der Vorspülungen vor Westerland (1978) (vgl. Abschnitt 6.2) und Kampen (1985) (vgl. Abschnitt 6.3.3). Die Punkte aus den einzelnen Aufmaßen ergeben überall in den logarithmischen Auftragungen Ausgleichsgeraden, die das Exponentialgesetz repräsentieren

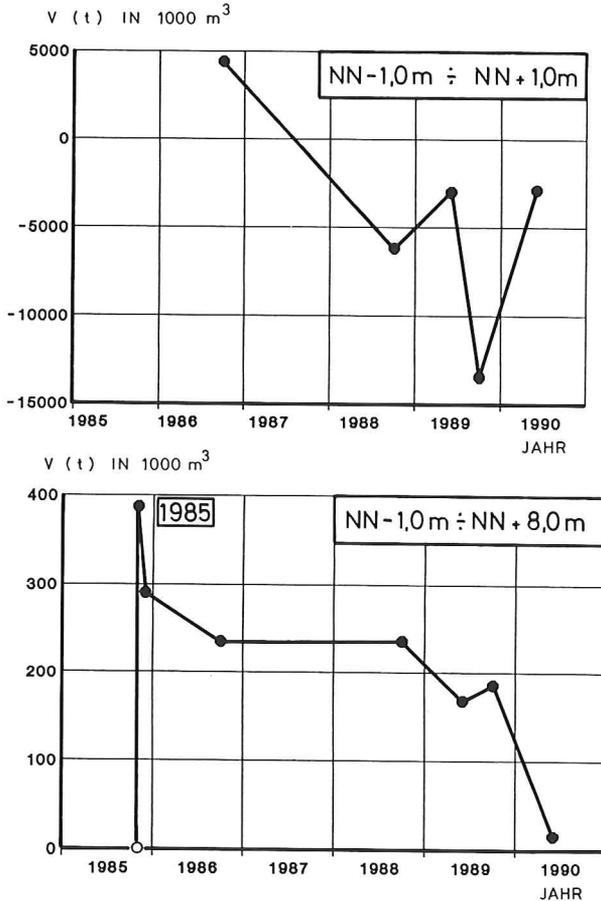


Abb. 51: Vorspülung Kampen (1985): oben: Wasserwechselzone (NN -1,0 m bis NN +1,0 m), unten: Trockener Strand (NN -1,0 m bis NN +8,0 m)

und aus denen die Halbwertzeiten für die entsprechenden Vorspülungen bestimmt werden können. Die kleinste Halbwertzeit mit $T_h = 2,3$ Jahren weist die Vorspülung vor Westerland (1978), die größte mit $T_h = 5,4$ Jahren die vor Kampen (1985) auf; bei der letzteren betrifft diese Halbwertzeit aber nur einen Teil des zeitlichen Verlaufes der Funktion $V(t)$. Im allgemeinen liegen die festgestellten Halbwertzeiten zwischen drei und fünf Jahren.

6.4 Betrachtungen zur Optimierung der Vorspülgeometrie

6.4.1 Sandvorspülung in Form eines Höftes

Die erste Vorspülung vor Westerland (1972) wurde in Form einer Sandbühne gewählt, die als Depot die benachbarten Uferstrecken mit Sand versorgen sollte; es war von Anfang an damit gerechnet worden, daß sich die schematische Form nach Abb. 24 (oben) in kürzester Zeit in eine Höftform umbilden würde (FÜHRBÖTER et al., 1972 u. 1976; FÜHRBÖTER, 1973 u. 1974). An einem solchen Höft treten kennzeichnende Refraktionen des ankommenden

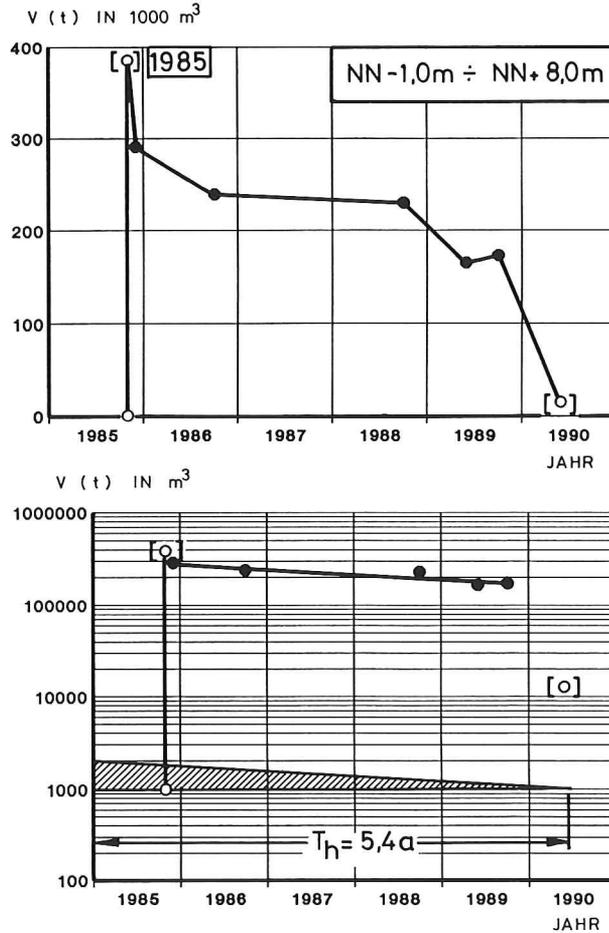


Abb. 52: Vorspülung Kampen (1985): Gesamtvolumen (NN -1,0 m bis NN +8,0 m), oben: in linearer Darstellung, unten: in logarithmischer Darstellung

Seeganges auf, die eine günstige Auswirkung auf die Anfangsstabilität eines solchen Depots haben (vgl. z. B. DETTE, 1977).

Die Höfenschichtlinien bzw. Tiefenlinien eines solchen Höftes können durch Funktionen der Form

$$y = a \cdot \cos^n \frac{\pi}{b} \cdot x \quad \text{für } -\frac{b}{2} \leq x \leq +\frac{b}{2}$$

beschrieben werden, wobei a die Amplitude (= Höhe) und b die Basisbreite bedeuten. Auf Abb. 54 ist ein solches Höft (mit $n = 2$) dargestellt, das auf der Höfenschichtlinie $\text{NN} \pm 0 \text{ m}$ die Amplitude $a = 100 \text{ m}$ und die Basisbreite $b = 200 \text{ m}$ aufweist; bei den Tiefenlinien von $\text{NN} \pm 0 \text{ m}$ bis $\text{NN} -5,0 \text{ m}$ wird die Amplitude linear verkleinert, bis sie bei $\text{NN} -5,0 \text{ m}$ zu $a = 0$ wird (durchgehende gerade Tiefenlinie). Mit dem

Wasserstand auf $\text{NN} +1,0 \text{ m} \sim \text{MThw}$
 Tiefwasserwellenhöhe $H = 2 \text{ m}$
 Wellenperiode $T = 6 \text{ s}$

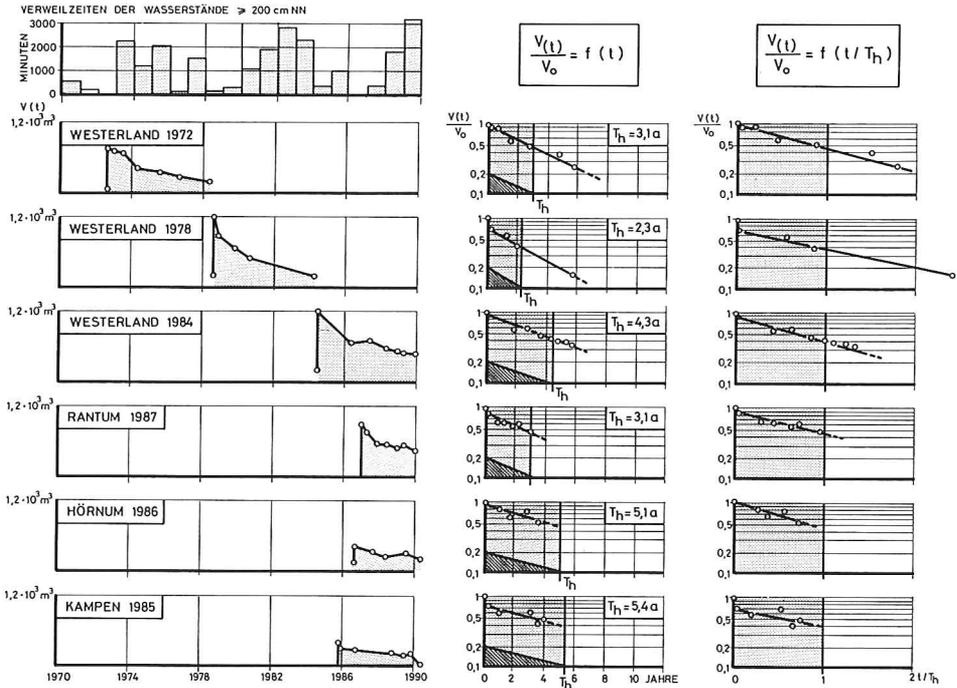


Abb. 53: Gegenüberstellung von 6 Sandvorspülungen vor Sylt: links: $V(t)$ in linearer Darstellung sowie jährl. Verweilzeiten des Wasserstandes sowie in dimensionsloser Form $V(t)/V_0$, Mitte: $V(t)/V_0 = f(t)$, rechts: $V(t)/V_0 = f(t/T_h)$

sind auf Abb. 54 mit einem Rechnerprogramm (vgl. OELERICH, 1990) die Refraktionsdiagramme für Wellenangriffsrichtungen $\alpha = 0^\circ$ (senkrechter Wellenangriff) und $\alpha = 45^\circ$ zugleich mit den Transportraten (in dimensionsloser Form) dargestellt. Abb. 54 (oben) zeigt, daß bei senkrechtem Wellenangriff an den Flanken des Höftes ein Transport nach beiden Richtungen stattfindet, während am übrigen Strand die Transportrate gleich Null ist. Von größerer Bedeutung ist aber der schräge Wellenangriff, bei dem mit $Q_F \approx 1$ in dimensionsloser Form die Längstransportrate bezeichnet wird, die an dem ungestörten Strand infolge der Brandungsströmung auftritt. Es geht aus Abb. 54 (unten) ($\alpha = 45^\circ$) hervor, daß durch die Refraktionen vor dem Höft dieser Längstransport, insbesondere an der Luvseite des Höftes, vollständig unterbrochen wird; hier treten sogar negative Transportraten auf, was eine Umkehr der normalen Transportrichtung bedeutet. Verminderungen der küstenparallelen Transportrate $Q_F \triangleq 1$ sind aber auch auf der Leeseite des Höftes festzustellen; dazwischen befindet sich eine Zone mit erhöhtem Transport infolge der Konzentration der Wellenenergie an der Höftspitze. Mit Änderung der Wellenangriffsrichtung ändern sich entsprechend auch die Transportrichtungen; es besteht aber immer die wichtige Erscheinung, daß durch die Anlage des Höftes in diesem Bereich aus dem *Ferntransport* (= Verlagerung) ein *Nahtransport* (= örtliche Umlagerung) wird, so daß im Bereich des Höftes die Verweilzeiten der transportierten Sandmassen bedeutend höher als in den ungestörten Nachbarbereichen werden. Ähnlich wie bei den zweidimensionalen Transportkörpern, die als Riffel- oder Unterwasserdünen bekannt sind, bedeutet dieses eine erhebliche Verzögerung der Ferntransportvorgänge durch die küstenparallele Komponente der Wellenenergie E_p (vgl. Abschnitt 3). Mit diesen Vorgängen ist

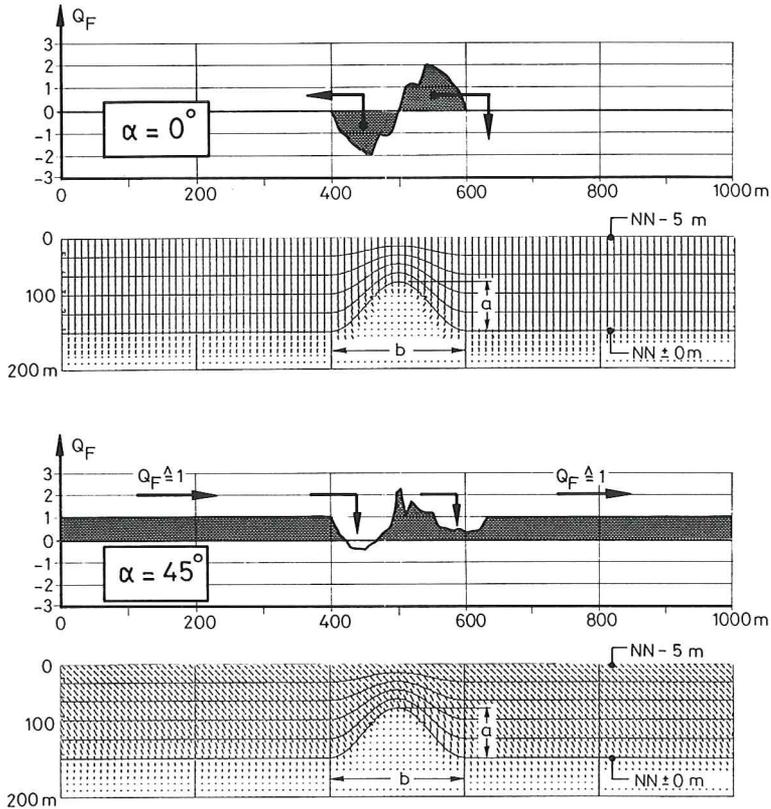


Abb. 54: Refraktionen und Längstransport an einem Sandhöft; oben: Wellenangriffsrichtung $\alpha = 0^\circ$, unten: Wellenangriffsrichtung $\alpha = 45^\circ$

notwendigerweise ein Abbau des Höftes verbunden; es kann aber dennoch durch die dreidimensionale Form der Vorspülung eine Verzögerung des Abtransportes besonders in dem Zeitraum unmittelbar nach der Vorspülung erreicht werden.

6.4.2 Sandvorspülung in Form einer Girlande

Abb. 55 zeigt (mit den gleichen Eingangswerten wie bei Abb. 54) für zwei Höfte, wie bei schrägem Wellenangriff ($\alpha = 45^\circ$) der Längstransport durch diese Höfte unterbrochen wird. Die intensivste Veränderung der Transportrate im Aufspülbereich wird erreicht, wenn der Achsenabstand L der beiden Höfte gleich der Basisbreite b wird (Abb. 55, unten, $L = 200$ m). Hier werden wieder aus großräumigen Verlagerungen zunächst örtliche Umlagerungen, bis durch das Abschleifen der Höfte ein gleichmäßiges Strandprofil auf der ganzen Vorspülstrecke entsteht, das aber den Vorteil hat, daß auch im Bereich des Unterwasserstrandes bei der Verlagerung durch die Wellen Profile entstehen, die diesen angreifenden Wellen besser als ein künstliches Vorspülprofil angepaßt sind. Diese Prozesse treten auch dann auf, wenn Girlanden mit mehr als zwei Höften (Abb. 55) aufgespült werden.

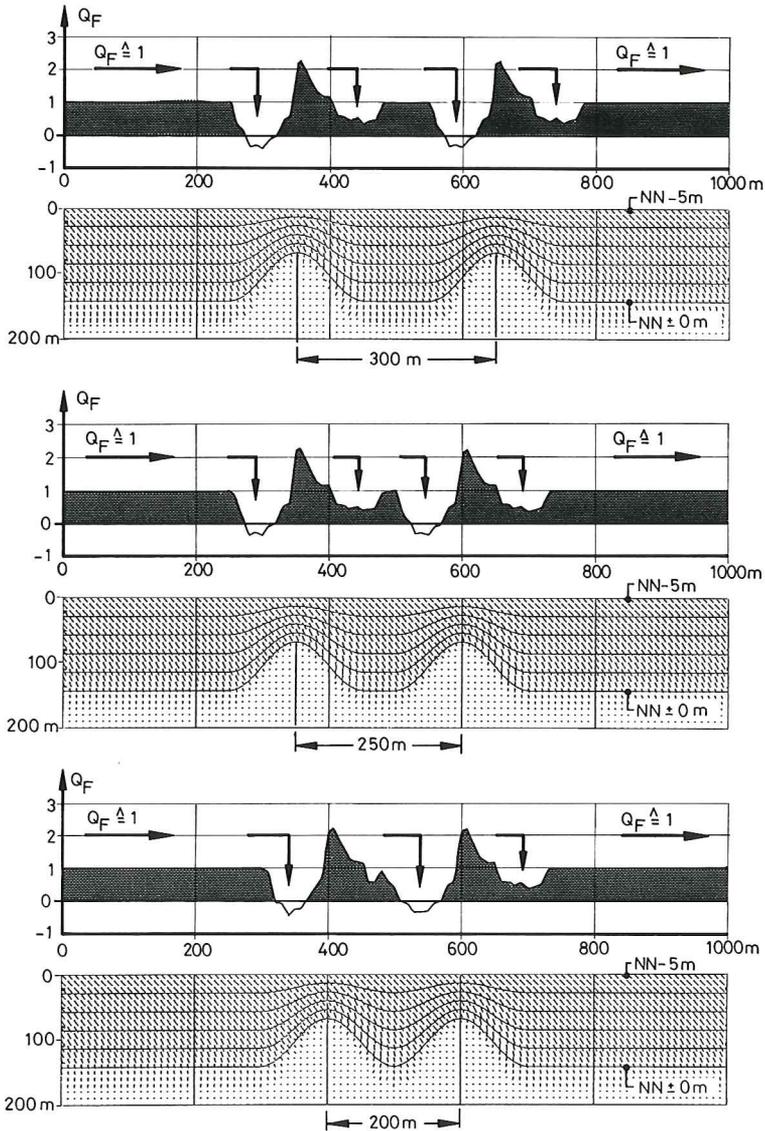


Abb. 55: Refraktionen und Längstransport an einer Vorspülung in Girlandenform (Wellenangriffsrichtung $\alpha = 45^\circ$); oben: Girlandenabstand 300 m, Mitte: Girlandenabstand 250 m, unten: Girlandenabstand 200 m

7. Zusammenfassende Beurteilung und Optimierungsmöglichkeiten

Für die sechs untersuchten Sandvorspülungen (Westerland 1972, 1978 und 1984, Rantum 1987, Hörnum 1986 und Kampen 1985) sind auf Tafel 6 zusammen mit den Einbaumengen und -längen (nach Angaben des ALW HUSUM) die Halbwertzeiten (nach Abschnitt 6) sowie

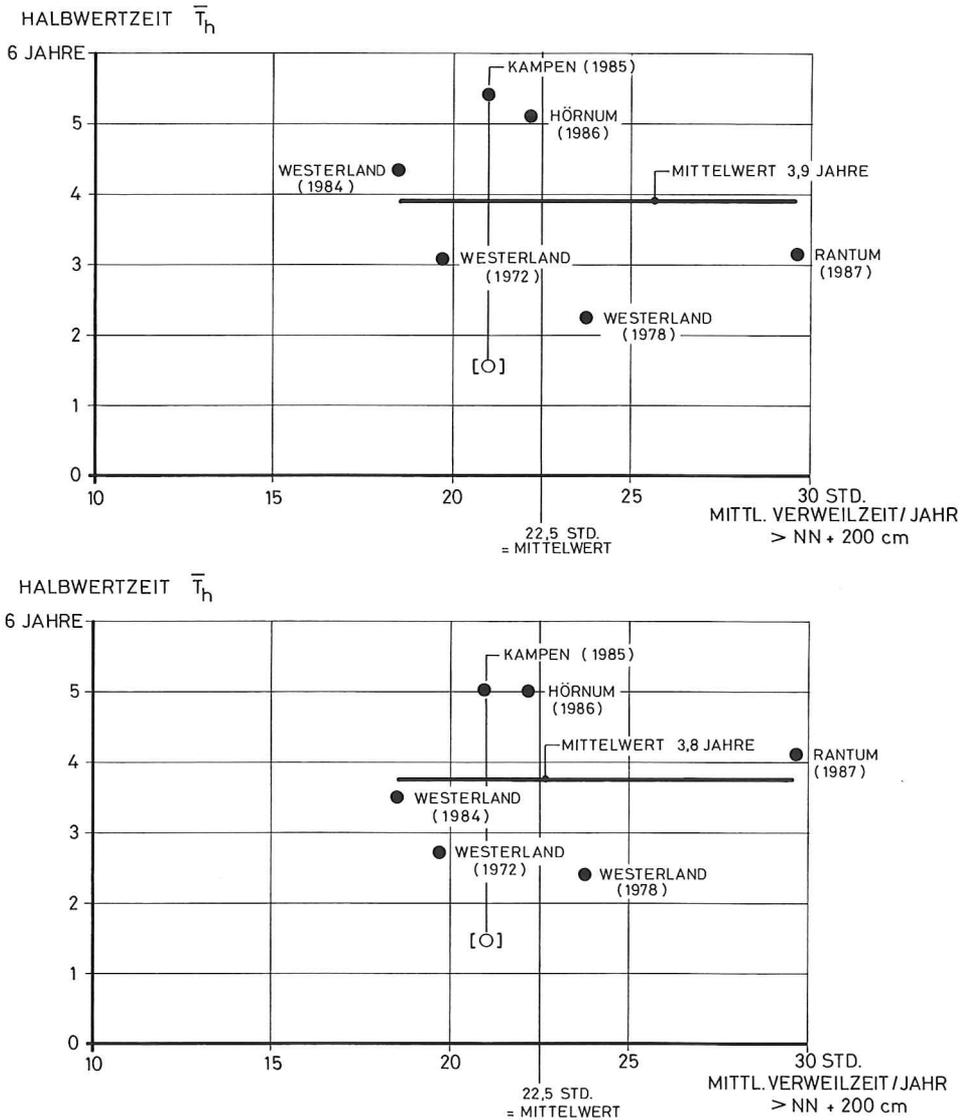


Abb. 56: Halbwertszeiten T_h (oben) und beschickte Halbwertszeiten T_h (unten) in Abhängigkeit von der mittleren Verweilzeit/Jahr

die Summen der Verweilzeiten oberhalb NN +200 cm (Pegel List, Abschnitt 2) für die jeweilige Beobachtungsdauer zusammengestellt. Da die Wellenenergien nach Abschnitt 3 erst für die Jahre nach 1986 zur Verfügung stehen, müssen hier für den Vergleich der Vorspülungen die Verweilzeiten (Tafel 2 und Abb. 4) als Maß für die anteilige Wellenenergie verwendet werden, der die entsprechende Vorspülung während der Beobachtungsdauer ausgesetzt war.

Es liegt nahe, die Halbwertszeiten nach Abschnitt 6 zunächst in ihrer Abhängigkeit von diesen Verweilzeiten als Maß für die Wellenbelastung aufzutragen; mit den Daten aus Tafel 6 wird auf Abb. 56 (oben) der Mittelwert der Verweilzeiten während der jeweiligen Beobachtungsdauer in Stunden/Jahr als Bezugsgröße für die Wellenenergien verwendet.

Diese Mittelwerte reichen von 19,7 Std./Jahr (Westerland 1972) bis 29,7 Std./Jahr (Rantum 1987); die Auftragung auf Abb. 56 (oben) zeigt aber keine signifikanten Gesetzmäßigkeiten, das Kollektiv von nur sechs Werten streut um einen Mittelwert von $T_h = 3,9$ Jahren mit einem Größtwert von $T_h = 5,6$ Jahren (Hörnum 1986) und einem niedrigsten Wert von $T_h = 2,3$ Jahren (Westerland 1978), was eine Differenz von $5,6 - 2,3 = 2,1$ Jahren ergibt.

Eine Verbesserung des Streuverhaltens kann erreicht werden, wenn ähnlich wie in Abschnitt 6.2 die Halbwertzeiten auf einen Mittelwert der Verweilzeiten aller sechs Vorspülungen beschickt werden, der nach Tafel 6 22,5 Std./Jahr beträgt; die Beschickung ergibt dann neue Halbwertzeiten \bar{T}_h nach der Beziehung

$$\bar{T}_h = \frac{\text{Jahresmittelwert für } T_h}{\text{Mittelwert} = 22,5 \text{ Std./Jahr}} \cdot T_h$$

Bei diesen Halbwertzeiten \bar{T}_h (die nicht mit denen nach Abschnitt 6.2 für Westerland verglichen werden können, weil diese auf einen anderen Mittelwert bezogen sind) ist der Einfluß der Wellenenergie durch eine lineare Näherung eliminiert; Tafel 6 und Abb. 56 (unten) zeigen, daß hier mit einem Mittelwert von $\bar{T}_h = 3,8$ Jahre die Streuung nur zwischen $\bar{T}_h = 5,0$ Jahre (Hörnum 1986 und Kampen 1985) und $\bar{T}_h = 2,4$ Jahre (Westerland 1978) liegt, was einer Differenz von $5,0 - 2,4 = 2,6$ Jahren gegenüber der von 2,1 Jahren bei den unbeschickten Halbwertzeiten entspricht. Es werden daher im folgenden nur die beschickten Halbwertzeiten nach Tafel 6 und Abb. 56 (unten) verwendet; die verbleibende Streuung muß durch andere Einflußgrößen erklärt werden.

Eine solche Einflußgröße könnte in der Kornzusammensetzung des Einbaumaterials (nicht des Materials in der Entnahme!) gesucht werden, die durch den Medianwert d_{50} der Kornverteilungskurve repräsentiert werden kann; nach ANDRESEN et al. (1988) wird nach

Tafel 6. Zusammenstellung der Hauptdaten der sechs Vorspülungen (Westerland 1972, 1978 und 1984, Rantum 1987, Hörnum 1986 und Kampen 1985)

Vorspülung (Ort, Jahr)	Westerland (1972)	Westerland (1978)	Westerland (1984)	Rantum (1987)	Hörnum (1986)	Kampen (1985)
Beobachtungsdauer in Jahren	6	6	6	3	4	5
Einbaumenge V_w in Mio m ³	1,0	1,0	1,0	1,44	1,6	1,97
Einbaulänge L in km	0,9	1,0	1,5	3,0	3,4	4,7
Einbaumenge je lfm in m ³	1111	1000	667	480	470	419
Halbwertzeit T_h (Jahre)	3,1	2,3	4,3	3,1	5,1	5,4 (1,6)
Verweilzeit > NN + 200 cm in Std.	118	143	111	89	89	105
Verweilzeit als Jahresmittelwert in Std.	19,7	23,8	18,5	29,7	22,2	21,0
Halbwertzeit \bar{T}_h in Std.	2,7	2,4	3,5	4,1	5,0	5,0 (1,5)
Medianwert in mm	0,37	0,44	0,35	0,33	0,40	0,535

eingehenden Untersuchungen ein Mindestwert von $d_{50} = 0,35$ mm für das aufgespülte Material gefordert. Diese Medianwerte (nach Angaben des ALW HUSUM) sind auf Tafel 6 ebenfalls aufgeführt; mit Abb. 57 soll festgestellt werden, ob gemäß Abschnitt 6.1 eine Zunahme der Halbwertzeiten mit steigendem Medianwert nachgewiesen werden kann. Es muß wiederum berücksichtigt werden, daß es sich um ein Kollektiv von nur sechs Daten handelt und daß der Wertevorrat der Medianwerte in dem relativ engen Bereich von

$$0,33 \text{ mm (Rantum 1987)} \leq d_{50} \leq 0,535 \text{ (Kampen 1985)}$$

liegt; innerhalb dieses Beriches kann aus dem vorhandenen Datenmaterial keine gesetzmäßige Abhängigkeit nachgewiesen werden (Abb. 57).

Die frühere Vorspülung vor Rantum (1984) mit einem Medianwert von nur $d_{50} = 0,20$ mm (vgl. Abschnitt 6.3) hat aber durch ihren schnellen Abbau gezeigt, daß bei der Unterschreitung eines bestimmten Wertes ein starker Abfall der Halbwertzeiten eintritt; dies kann physikalisch dadurch erklärt werden, daß in diesem Korngrößenbereich der anteilige Transport in Suspension (= Ferntransport) zu überwiegen beginnt (vgl. RAUDKIVI, 1991). Es wird die Erfahrung bestätigt, daß ein Vorspülmaterial eine Körnung aufweisen sollte, die entweder von gleicher Größe oder etwas gröber als die des natürlichen anstehenden Strandmaterials ist; der Richtwert von $d_{50} = 0,35$ mm für die Westküste von Sylt nach ANDRESEN et al. (1988) wird durch das Ergebnis auf Abb. 57 bestätigt.

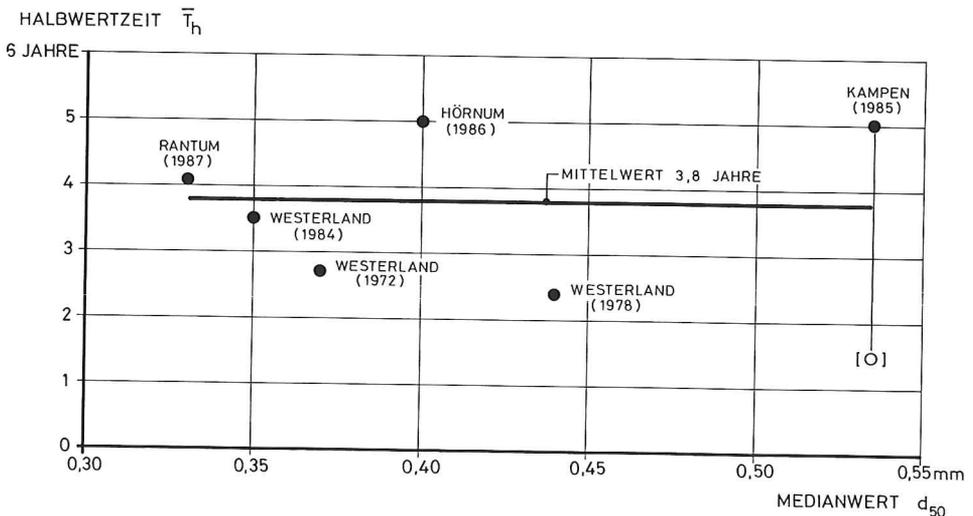


Abb. 57: Halbwertzeiten \bar{T}_h in Abhängigkeit von dem Medianwert d_{50} des Einbaumaterials

Dies bedeutet, daß von dem Kornmaterial her – im Rahmen der von den Entnahmen her verfügbaren Korngrößenverteilungen – keine wesentlichen Optimierungsmöglichkeiten bestehen; es muß nur die Bedingung eines Mindestwertes für den Medianwert erfüllt sein.

Nach Tafel 6 können die Halbwertzeiten \bar{T}_h auch auf die Aufspüllängen bezogen werden, was mit der Frage zusammenhängt, von welcher Aufspüllänge an eine zweidimensionale Behandlung erlaubt ist (vgl. Abschnitt 6.1). Hier zeigt Abb. 58 (oben) eine offenbar deutliche Zunahme der Halbwertzeiten \bar{T} mit den Aufspüllängen L ; dies könnte darauf hindeuten, daß bei zu kurzen Aufspüllängen durch seitliche Massenverluste eine zusätzliche Verminderung der Halbwertzeit bedingt ist. Es ist aber auch hier zu berücksichtigen, daß es sich um ein

Kollektiv von nur sechs Werten handelt; der fallende Trend der Ausgleichsgeraden mit abnehmender Aufspüllänge wird dabei vorwiegend durch die drei Vorspülungen vor Westerland erzeugt. Diese unterscheiden sich aber von den anderen drei Vorspülungen dadurch, daß hier die Vorspülungen vor starren Uferschutzwerken (Ufermauern, Deckwerk, Tetrapodendamm) liegen, die bei erhöhten Wasserständen Reflexionen erzeugen und allein durch diesen Effekt niedrigere Halbwertszeiten bewirken können. Bei der Vorspülung vor Hörnum (1986) ist mit Sicherheit die hohe Halbwertszeit auch durch die Wirkung der Tetrapodenbühne bedingt; die Vorspülung vor Kampen (1985) weist ebenfalls Besonderheiten auf, die einen unmittelbaren Vergleich mit den anderen Vorspülungen erschweren.

Ungeachtet dieser Einschränkungen ist aber ein Trend durchaus möglich, nach dem durch größere Aufspüllängen eine Verbesserung der Stabilität dadurch entsteht, daß die

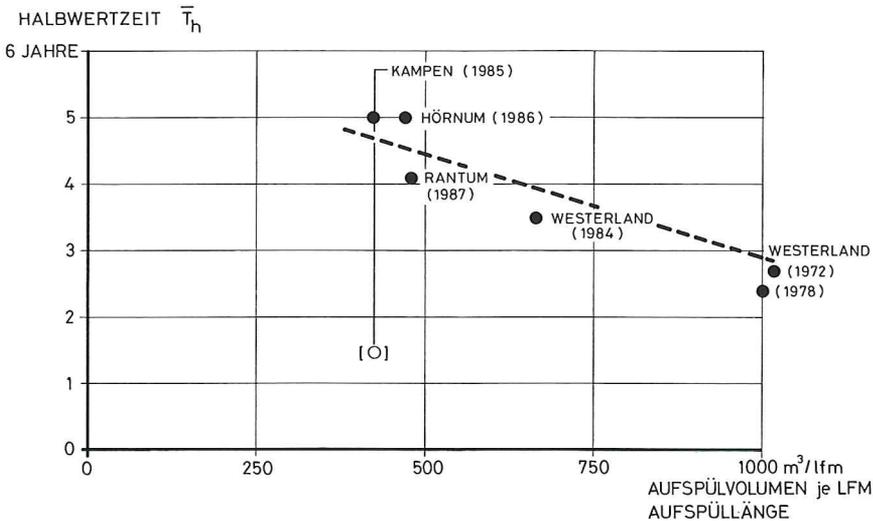
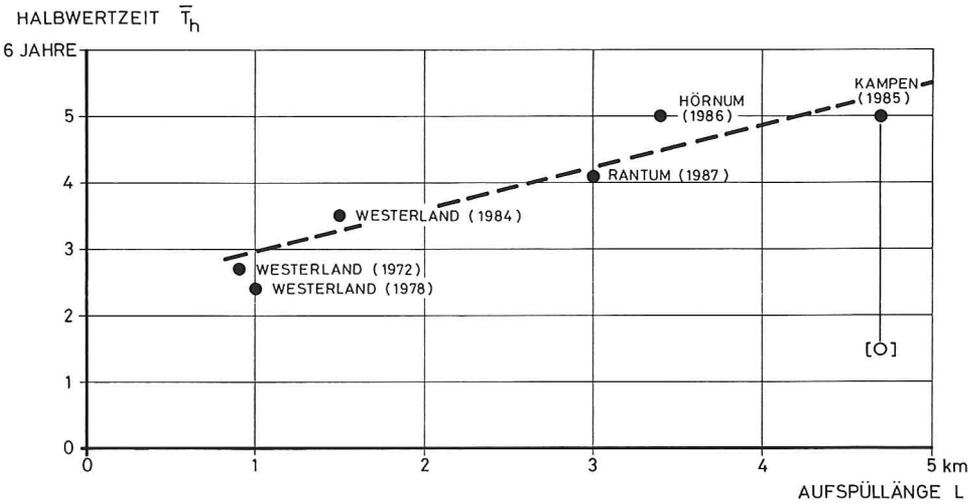


Abb. 58: Halbwertszeiten \bar{T}_h in Abhängigkeit von der Aufspüllänge (oben) und von der Einbaumasse je lfm (unten)

seitlichen Verluste zurückgehen; diese Frage ist aber auch eng mit den Aufmaßlängen für die Massenermittlungen verbunden, die nach den Angaben des ALW HUSUM nicht immer mit den Vorspüllängen übereinstimmen.

Dieses ist auch bei Abb. 58 (unten) zu berücksichtigen, bei der nach Tafel 6 die Halbwertzeiten \bar{T}_h auf die Einbaumassen je lfm (= Vorspülmenge V_w /Vorspüllänge L) bezogen sind. Durch die geringen Vorspüllängen vor Westerland sind entsprechend größere Einbaumengen je lfm bedingt; die Aussagen zu Aufspüllänge und Aufspülvolumen je lfm (Abb. 58) sind daher im wesentlichen identisch.

Für eine Optimierung kann zwar in erster Näherung ausgesagt werden, daß größere Vorspüllängen günstiger als kleinere sind, ein quantitativer Beleg dafür kann aber wegen des zu geringen Datenmaterials nicht abgeleitet werden.

Vorspülmengen und Vorspüllängen stehen aber in enger Beziehung zu den Ausführungen in Abschnitt 6.1, nach denen – im langfristigen Mittel gesehen – der geringste mittlere Massenbedarf je Zeiteinheit dann erreicht wird, wenn mit möglichst kurzen Wiederholungsintervallen möglichst geringe Vorspülmengen aufgebracht werden; es wurde im Abschnitt 6.1 bereits darauf hingewiesen, daß Optimierungen hier nach baubetrieblichen oder auch nach anderen Gesichtspunkten vorgenommen werden müssen.

Eine baubetriebliche Optimierung könnte darin bestehen, daß solche Einbauverfahren bevorzugt werden, bei denen auch relativ geringe Einbaumassen kostengünstig eingebracht werden können, wie es z. B. BRUUN (1991) vorschlägt. Allgemein gilt aber für alle Massenbewegungen und insbesondere für Spülarbeiten das bekannte Gesetz, daß der Einheitspreis je m^3 mit zunehmender Einbaumasse abnimmt, größere Massenbewegungen also kostengünstiger als kleinere sind. Dies ist durch den Anteil der Baustelleneinrichtung (und auch anderer Festkosten) an den Gesamtkosten bedingt; bei Spülarbeiten sind bei der Baustelleneinrichtung die Kosten für den An- und Abtransport der Geräte, das Anlegen von Dükerleitungen mit Übergabestationen, das Verlegen der Hauptrohrleitung u. a. zu berücksichtigen; auch hier hat das gewählte Spülverfahren (Entnahme mit Rohrleitung oder Hopperbetrieb mit Übergabestation und Rohrleitung) einen Einfluß auf die Einrichtungskosten. Zu beachten ist aber auch, daß bei größeren Massenbewegungen auch schwerere Geräte und größere Rohrlichtweiten benötigt werden, wodurch die Kosten für die Baustelleneinrichtung wiederum vergrößert werden. Die laufenden Betriebskosten werden dagegen – außer durch das Vorhalten der Geräte – im wesentlichen durch die Energiekosten (Treibstoffkosten) und die Kosten für das Personal bestimmt. Wenn die Spülarbeiten durch eine Ausschreibung vergeben werden, spielen auch die konjunkturellen Einflüsse eine beachtliche Rolle.

Die Frage, ob aus baubetrieblicher Sicht eine Optimierung insbesondere im Hinblick auf die Vorspülmengen (= V_w) und damit auf die Wiederholungsintervalle (= T_w) möglich oder sinnvoll ist, kann dadurch geprüft werden, daß die bisherigen Erfahrungen bei den Vorspülungen vor der Westküste von Sylt dahingehend ausgewertet werden, ob eine Beziehung zwischen der Einbaumenge V_w und den Gesamtkosten einer Vorspülung in der Art festzustellen ist, daß für die Einheitskosten je m^3 Einbauvolumen V_w die einfache Beziehung

$$\text{Einheitskosten } E_K = \frac{\text{Gesamtkosten der Baumaßnahme}}{\text{Einbauvolumen } V_w}$$

verwendet wird und daß diese Einheitskosten als Funktion der Einbaumenge dargestellt werden.

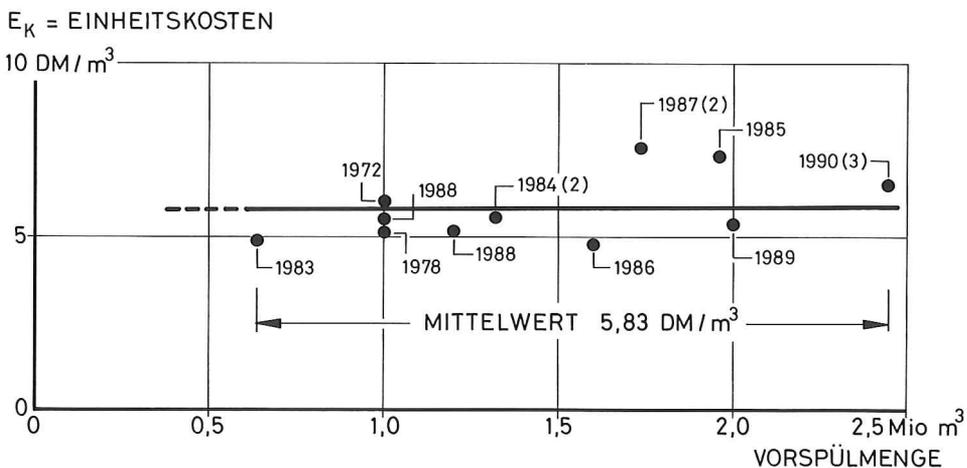
Für 11 Vorspülungen vor der Westküste von Sylt zwischen 1972 und 1990 werden nach Daten des ALW HUSUM diese Einheitskosten auf Tafel 7 berechnet; die grafische Darstellung in Abhängigkeit von den Einbaumengen zeigt Abb. 59. Diejenigen Baumaßnahmen, bei denen

Tafel 7. Kostenzusammenstellung der Vorspülungen vor der Westküste von Sylt von 1972 bis 1990
(Quelle: ALW HUSUM)

Vorspülung (Ort, Jahr)	Einbaumenge V_W in Mio m^3	Einbaulänge in km	Gesamtkosten in Mio DM	Einheitskosten E_K in DM/ m^3
Westerland (1972)	1,0	0,9	6,1	6,12
Westerland (1978)	1,0	1,0	5,2	5,15
Hörnum (1983)	0,64	1,2	3,2	4,93
Westerland und Rantum (1984)	1,32	1,5 1,7	7,3	5,55 (2)
Wenningstedt-Kampen (1985)	1,97	4,7	14,4	7,30
Hörnum (1986)	1,6	3,4	7,1	4,81
Rantum und Kampen (1987)	1,73	3,0 0,6	13,1	7,56 (2)
List (1988)	1,2	3,1	6,2	5,17
Westerland-Süd (1988)	1,0	2,2	5,5	5,50
Rantum-Süd (1989)	2,0	4,0	10,6	5,30
Westerland und Kampen (1990)	2,45	1,7 2,3	16,4	6,99 (2)

zwei oder drei Vorspülorte vorhanden waren (mit den entsprechenden Verlegungen der Übergabeeinrichtungen), sind dabei auf Tafel 7 und Abb. 59 mit eingeklammerten Zahlen ((2) oder (3)) gekennzeichnet.

Der Wertevorrat der Einheitskosten dieser 11 Vorspülungen liegt nach Tafel 7 zwischen $4,81 \text{ DM/m}^3$ (Hörnum, 1986) und $7,56 \text{ DM/m}^3$ (Rantum und Kampen, 1987); der Wertevorrat der Einbaumengen erstreckt sich von $0,64 \text{ Mio. m}^3$ (Hörnum, 1983) bis $2,45 \text{ Mio. m}^3$ (Westerland, Wenningstedt und Kampen, 1990). Es zeigt sich das überraschende Ergebnis (Abb. 59), daß eine Abnahme der Einheitskosten mit der Einbaumenge, wie es aus den baubetrieblichen Regeln zu erwarten wäre, nicht festgestellt werden kann (eher ein leicht gegenläufiger Trend). Insgesamt liegt eine regellose Streuung um einen Mittelwert von $5,83 \text{ DM/m}^3 \sim 6 \text{ DM/m}^3$ vor, wobei auch das Jahr der Bauausführung keine wesentliche Rolle spielt.

Abb. 59: Einheitskosten E_K in Abhängigkeit von den Vorspülmengen für 11 Baumaßnahmen vor Sylt zwischen 1972 und 1990

Dieses Ergebnis kann dahingehend zusammengefaßt werden, daß für Einbaumengen zwischen 0,64 Mio. m³ und 2,45 Mio. m³ die baubetriebliche Regel, nach der mit zunehmender Masse der Einheitspreis abnimmt, nicht signifikant in Erscheinung tritt bzw. von anderen Einflußgrößen überlagert wird. Das Datenmaterial nach Tafel 7 und Abb. 59 läßt auch nicht erkennen, ob und in welchem Maße bei kleineren Einspülmengen unter 640 000 m³ diese Regel wirksam wird.

Daraus geht hervor, daß innerhalb dieser Grenzen (Einbaumengen zwischen 0,64 Mio. m³ und 2,45 Mio. m³) auch keine Optimierungsmöglichkeiten bezüglich der Einheitspreise bestehen; diese müssen daher nach anderen Gesichtspunkten gesucht werden.

Es wurden bisher bei den Vorspülungen vor der Westküste von Sylt Wiederholungsintervalle gewählt, die bei T_w = 6 Jahren liegen (vgl. insbesondere Westerland); es besteht die Frage, in welchem Maße der mittlere Massenbedarf verringert werden kann, wenn kürzere Wiederholungsintervalle von 5, 4 oder 3 Jahren gewählt würden; Wiederholungsintervalle von 2 oder nur 1 Jahr sollen aus Gründen, die noch genannt werden, nicht berücksichtigt werden. Für die Halbwertzeiten sollen dabei Richtwerte von T_h = 3 Jahren und T_h = 5 Jahren angesetzt werden, wobei nach Tafel 8 die von 5 Jahren als oberer Grenzwert angesehen werden soll.

Mit diesen Halbwertzeiten und Wiederholungsintervallen wird auf Tafel 10 zunächst nach Gleichung (16) bei FÜHRBÖTER, 1991

$$\alpha = \frac{2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1}{\ln 2 \cdot \frac{T_w}{T_h}} \quad \dots (9)$$

der α -Wert für T_w = 6 Jahre berechnet und mit 100 % bezeichnet; die α -Werte für T_w < 6 Jahre werden entsprechend in Prozentzahlen umgerechnet, so daß die Differenz zu $\alpha \hat{=} 100$ % für T_w = 6 Jahre zu den entsprechenden α -Werten der anderen Wiederkehrintervalle die mittlere (= langfristige) Massenersparnis gegenüber dem Wiederholungsintervall von T_w = 6 Jahren angibt.

Es geht aus Tafel 8 hervor, daß für beide Halbwertzeiten bei Verkürzungen der Wiederholungsintervalle auf vier Jahre nur Massenersparnisse unter 20 % zu verzeichnen sind; erst eine Verringerung der Wiederholungsintervalle auf T_w = 3 Jahre liefert eine Massenersparnis von 33 % bei T_h = 3 Jahren und von 21 % bei T_h = 5 Jahren.

Obwohl nach Tafel 7 und Abb. 59 diese Massenersparnis zugleich als Kostenersparnis gewertet werden kann, müssen dennoch für Optimierungen auch noch weitere Einflüsse berücksichtigt werden.

Die Frage des Wiederholungsintervalles muß auch von der Risikoseite her gesehen werden; diese stellt sich aber völlig verschieden bei festen Uferschutzwerken (Ufermauern, Deckwerke; Westerland) und bei Dünen- oder Kliffküsten dar. Bei den starren Uferschutzwerken ist die Küstenlinie künstlich festgelegt und wird auch durch schwerste Sturmfluten nicht verändert, solange die Küstenschutzbauwerke nicht beschädigt werden. Hier besteht die Hauptaufgabe einer Sandvorspülung darin, Beschädigungen durch Unterspülungen der Fußsicherungen dieser Bauwerke zu vermeiden; als zusätzlicher günstiger Nebeneffekt kommt hinzu, daß durch eine Sandvorlage vor den Schutzwerken die Wellenhöhen beschränkt werden, die unmittelbar vor den Schutzwerken auftreten. Hier – das gilt auf Sylt vor allem für die befestigten Uferstrecken vor Westerland – könnte von der Statik bzw. der konstruktiven Ausbildung der Fußsicherungen her die Frage untersucht werden, welche Mindestüberdeckung notwendig ist, um auch bei einer Sturmflut, die z. B. den Bemessungswasserstand (NN +4,50 m vor Westerland) erzeugt, die Standsicherheit der Bauwerke zu gewährleisten. Hieraus könnte ein Minimalvolumen V_{min} (für die gesamte Uferstrecke oder auf den lfm

Tafel 8. Mittlere Massenersparnis in % gegenüber einem Wiederholungsintervall von $T_w = 6$ Jahren bei kürzeren Wiederholungsintervallen bis zu $T_w = 3$ Jahren

Wiederholungs- intervall T_w Jahre	$T_h = 3$ Jahre			$T_h = 5$ Jahre			Ersparnis gegenüber $T_w = 6$ Jahre in %
	$\frac{T_w}{T_h}$	α	%	$\frac{T_w}{T_h}$	α	%	
6	2	2,16	100	1,2	1,56	100	0
5	1,67	1,89	88	1	1,44	92	8
4	1,5	1,76	81	0,8	1,34	86	14
3	1	1,44	67	0,6	1,24	79	21

bezogen) abgeleitet werden, das auf jeden Fall zur Verfügung stehen muß. Bisher waren bei den Wiederholungsvorspülungen vor Westerland Minimalvolumina von $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$ und mehr vorhanden (vgl. Abb. 42); es wurde bereits im Abschnitt 6.1 quantitativ gezeigt, in welchem Maße der mittlere Massenbedarf gesenkt werden kann, wenn statt eines Minimalvolumens von $V_{\min} = 200\,000\text{ m}^3$ eines von nur $V_{\min} = 100\,000\text{ m}^3$ gewählt werden könnte (Tafeln 4 und 5). Durch das Exponentialgesetz ist bedingt, daß bei kleinen Werten von $V(t)$ auch bei schwerster Sturmfluttätigkeit nur entsprechend kleine Verlustraten auftreten, wie es u. a. das Verhalten der Sandvorspülung vor Westerland von 1984 bei den Sturmfluten im Januar und Februar 1990 gezeigt hat (vgl. z. B. Abb. 42).

Wie aber aus den Überlegungen zu Tafeln 4 und 5 weiterhin hervorgeht, ist auch bei reduziertem Minimalvolumen V_{\min} immer noch deutlich der Effekt vorhanden, daß mit einer Verkürzung der Wiederholungsintervalle T_w eine Ersparnis im mittleren Massenbedarf erreicht werden kann; dies ist dadurch bedingt, daß die Funktion α nach Gleichung (9) unabhängig von V_{\min} ist. Aus Tafel 8 geht hervor, in welchem Maße der langfristige Massenbedarf durch eine Verkürzung der Wiederholungsintervalle gesenkt werden kann.

Bei *festen Uferschutzbauwerken* sind also Optimierungen (im Sinne der Kostensenkung durch Massenersparnis) möglich durch

- a) Verringerung des Minimalvolumens V_{\min}
- b) Verkürzung der Wiederholungsintervalle T_w

In beiden Fällen bleibt zu prüfen, wieweit die Ergebnisse nach Tafel 7 und Abb. 59 – Unabhängigkeit des Einheitspreises von der Einbaumenge – auch für Vorspülungen mit Einbaumengen gültig bleiben, die kleiner als $640\,000\text{ m}^3$ sind.

Während die Frage des erforderlichen Mindestvolumens V_{\min} vorwiegend nach konstruktiven Gesichtspunkten entschieden werden kann, muß die Frage nach einer Verkürzung der Wiederholungsintervalle – wenn der Einheitspreis nicht berücksichtigt zu werden braucht – in völlig anderen Zusammenhängen gesehen werden. Wie bereits im Abschnitt 6.1 erwähnt, stellt jede Vorspülung eine Störung der Strandnutzung dar; da der Fremdenverkehr die Haupteinnahmequelle der Insel Sylt ist, muß dieser Gesichtspunkt sehr ernst genommen werden.

Hier kommt erschwerend hinzu, daß – bedingt durch die bekannten Wind- und Wellenverhältnisse – es bisher nicht vermieden werden konnte, daß die Baumaßnahmen ganz oder teilweise während der Hauptsaison durchgeführt werden mußten, in einer Zeit also, wo der Strand nicht nur von Strandwanderern besucht wird, sondern zugleich intensiv als Liege- und Badestrand genutzt wird; auch an die berechtigten Interessen der Strandkorbvermietungen muß gedacht werden. Optische und akustische Störungen durch den Baubetrieb treten zusätzlich auf; eine Quantifizierung aller dieser Störungen ist allerdings nicht möglich. Sehr wertvoll hat sich offenbar hier der Informationsdienst erwiesen, durch den mit Druckschriften, Tafeln an der Strandpromenade o. ä. die Gäste auf die Notwendigkeit dieser Baumaßnahmen hingewiesen werden.

Von der Vorspültechnik her bestände eine gewisse Optimierungsmöglichkeit darin, daß die Bauarbeiten wenigstens in Zeiten außerhalb der Hauptsaison ausgeführt werden. Von der Entnahme her kämen hier Hopperbagger mit entsprechenden Schwellkompensatoren in Frage, bei den Übergabestationen kann an einen Wellenschutz durch schwimmende Wellenbrecher gedacht werden usw. usw. Durch eine gezielte Ausschreibungsstrategie könnte den Firmen hier der Anreiz zur Entwicklung oder zum Einsatz solcher Verfahren gegeben werden, mit denen der Baubetrieb auch in den Frühjahrs- oder Herbstmonaten vorgeommen werden kann.

Allgemein muß aber festgestellt werden, daß sich hier die Interessen des Fremdenverkehrs und die einer kostengünstigen Optimierung der Wiederholungsvorspülungen leider strikt widersprechen. Es muß hier ein Kompromiß gefunden werden, bei dem sowohl die volkswirtschaftlichen als auch die kommunalpolitischen Interessen berücksichtigt werden. Dies ist am Ende eine politische Entscheidung, die nicht Aufgabe dieser Studie sein kann. Durch quantitative Angaben wie z. B. auf Tafel 8 kann aber eine Entscheidungshilfe dadurch gegeben werden, daß anhand dieser Zahlen Vor- und Nachteile gegeneinander abgewogen werden können.

Zusätzlich kann hier aber eine weitere Entscheidungshilfe von völlig anderer Seite her vorgelegt werden. Wie im Abschnitt 2 ausgeführt wurde, kann ein bestimmter meteorologischer Zyklus von 5 bis 6 Jahren, auf den bereits LAMB (1975) ausdrücklich hingewiesen hat, auch in den Sturmflutaktivitäten nach Höhe und Häufigkeit nachgewiesen werden (FÜHRBÖTER, 1976; SIEFERT, 1988; FÜHRBÖTER u. TÖPPE, 1991, vgl. Abb. 4). Neueste Ergebnisse von Forschungsarbeiten im LEICHTWEISS-INSTITUT, die vom BUNDESMINISTER FÜR FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMFT) gefördert werden, zeigen einen solchen Zyklus sogar für die mittleren Tidehochwasserstände MThw. Unabhängig von den meteorologischen Ursachen, die z. Z. noch nicht sicher erkannt werden können und auch unter Berücksichtigung der Erscheinung, daß in den letzten Jahrzehnten dieser Zyklus von einem zusätzlichen Trend überlagert wird (vgl. Abb. 4), kann es als durchaus sinnvoll angesehen werden, die Wiederholungsintervalle von Strandvorspülungen diesen zyklischen Vorgängen anzupassen. Die bisher verwendeten Wiederholungsintervalle für die Vorspülungen vor Westerland von $T_w = 6$ Jahren liegen, wie bereits im Abschnitt 6.2 erwähnt, durchaus in dieser Größenordnung. Es bleibt bei den Sturmflutaktivitäten und damit auch bei den Wellenenergien immer eine gewisse Zufallsstreuung; bei der Verwendung von Wiederholungsintervallen von sechs Jahren ist aber ein gewisser Ausgleich in den Wellenbelastungen der einzelnen Vorspülungen vorhanden (Abb. 9, 18 und 42).

Im Gegensatz zu den Vorspülungen vor starren Uferbefestigungen (Westerland) sind bei den Vorspülungen vor Dünen- oder Kliffküsten andere Risikobedingungen vorhanden; ein Minimalvolumen V_{min} muß hier so bemessen sein, daß es nach Möglichkeit auch bei schweren Sturmflutereignissen – die nicht vorhergesagt werden können – nicht zu Abbrüchen kommt. Nach verschiedenen Überlegungen, die eingehend im FACHPLAN SYLT des ALW HUSUM 1985, behandelt werden und die an dieser Stelle nicht wiederholt zu werden brauchen, wurde für Vorspülungen vor Abbruchufern eine spezielle Ausführung gewählt, deren Regelprofil auf Abb. 60 dargestellt ist. Es wird hier zwischen einer Strandauffüllung und einem Sanddepot unterschieden. Die Sandauffüllung reicht vom Unterwasserstrand bis zu einer Höhe, die auf

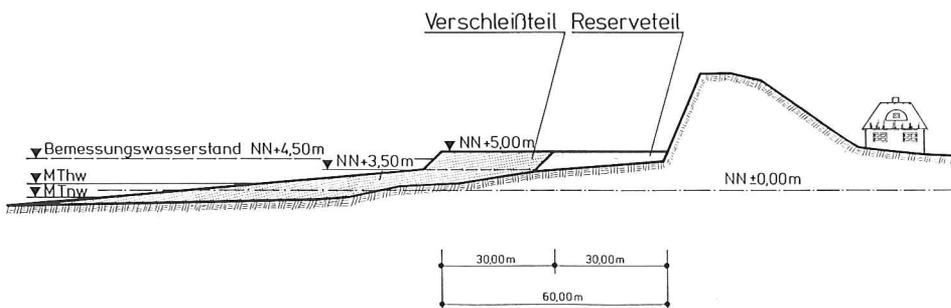


Abb. 60: Regelprofil einer Sandvorspülung vor einer Abbruchküste (schematisch) (Quelle: FACHPLAN SYLT 1985 des ALW HUSUM)

Abb. 60 mit NN +3,50 m angegeben ist; der untere Bereich dieser Strandauffüllung liegt in der Wasserwechselzone (etwa zwischen NN -1,0 m und NN +1,0 m) und ist dabei dem ständigen Wellenangriff ausgesetzt, während der höhere Teil dieser Strandauffüllung nur bei erhöhten Tiden (als Wind- oder Kantenfluten) mit dem Wellenauflauf in Berührung kommt. Das Depot dagegen, dessen Fuß auf Abb. 60 auf NN +3,50 m und dessen Höhe auf NN +5,00 m liegt, wird nur bei Sturmfluten angegriffen, wobei hier eine Kliffbrandung nicht nur zugelassen, sondern sogar vorgesehen ist, damit durch die Abbruchmassen Verluste auf dem Strand vor dem Depot sofort ausgeglichen werden.

Wie im Abschnitt 6.1 und bei FÜHRBÖTER (1991) dargelegt, stellt dieses Konzept bereits eine Optimierung in dem Sinne dar, daß die Sandzufuhr durch den Depotabbruch wie eine Wiederholungsvorspülung auf den Strand wirkt und auf diese Weise kürzere Wiederholungsintervalle durch die Sturmfluttätigkeit erzeugt werden (vgl. Abb. 41).

Für die Höhe des Depots ist dabei die Erfahrung zu beachten, daß auch bei natürlichen Dünen und Steilufern die (horizontale) Abbruchgeschwindigkeit weitgehend unabhängig von der Höhe der Düne oder des Kliffes ist; nach Sturmfluten stellt sich auch bei Dünen mit starken Höhenunterschieden die Dünenfußkante als eine nahezu gerade Linie ein (vgl. Abschnitt 6.3.3). Es ist daher wenig sinnvoll, die Höhe des Depots zu groß zu wählen; wie Tafel 6 zeigt, sind die Halbwertzeiten der Vorspülung vor Kampen 1985 (Depothöhe zwischen NN +7,0 m und NN +8,0 m, Abb. 51) und der von Hörnum 1986 (Depothöhe NN +5,0 m, Abb. 60) mit $\bar{T}_h = 5,0$ Jahren von gleicher Größe, obwohl das niedrigere Depot der Vorspülung vor Hörnum mit einem Medianwert von $d_{50} = 0,40$ mm auch noch eine feinere Körnung als das von Kampen (Medianwert $d_{50} = 0,535$ mm) aufweist.

Nach Abb. 60 wird die Depotbreite (hier 60 m) in einen Verschleiß- und einen Reserveteil von je 30 m Breite unterteilt; das Konzept sieht dabei vor, daß nach dem Abbruch des Verschleißteiles dieser durch eine neue Vorspülung ersetzt wird, der Reserveteil dient zum ständigen Schutz der Abbruchkante. Dieses ist aber nur eine formale Trennung; es kann niemals vorausgesagt werden, wann Extremereignisse wie z. B. die von 1990 auftreten. Hier kann es in wenigen Wochen oder Monaten auch zu einem Abbau des Reserveteiles kommen, wie es das Beispiel der Vorspülung vor Kampen (1985) gezeigt hat (Abschnitt 6.3.3).

Zur Vermeidung solcher Vorgänge bei Extremereignissen hat RAUDKIVI (1991) einen interessanten Vorschlag unterbreitet, der schematisch auf Abb. 61 dargestellt ist. Hier wird die formale Trennung von Verschleiß- und Reserveteil nach Abb. 60 durch eine geotextile Barriere in eine reale Trennung umgesetzt. Diese geotextile Barriere muß konstruktiv so ausgebildet sein, daß sie bei Extremereignissen vorübergehend (für wenige Stunden) wie eine starre Uferbefestigung wirken kann, sie darf also weder unter- noch hintererspült werden und muß den Wellenbelastungen (Druckschläge, Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf usw.) standhalten können. Entsprechende Vorschläge dazu sind bei RAUDKIVI (1991) zu finden; hierzu lieferten Versuche im Maßstab 1:1 im Großen Wellenkanal (GWK) bereits wichtige Hinweise für eine Piloterprobung in der Natur (vgl. FÜHRBÖTER et al., 1991).

Bei einer Depotausbildung nach Abb. 61 ist es durchaus sinnvoll, eine größere Depothöhe für den Reserveteil nach Abb. 60 zu wählen. Wenn dieser durch die geotextile Barriere geschützt wird und damit nicht dem Abbruch unterliegt, könnte nach Extremereignissen sofort (z. B. durch kostengünstige Raupenarbeit) ein Teil dieser Reserve vor die geotextile Armierung gebracht werden und diese vor weiteren Beschädigungen schützen (RAUDKIVI, 1991). Im normalen Zustand sollte diese Barriere nicht sichtbar und damit auch mutwilligen oder fahrlässigen Beschädigungen entzogen sein; sie soll nur in Art einer ‚kugelsicheren Weste‘ bei Extremereignissen in Erscheinung treten.

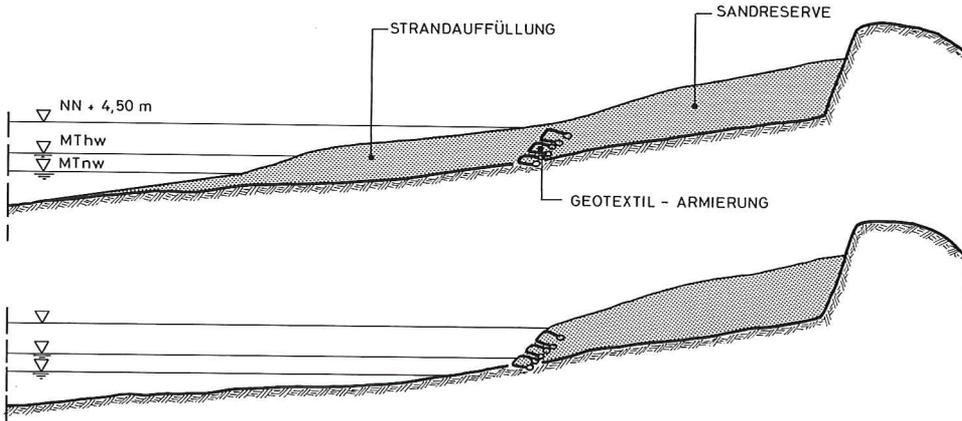


Abb. 61: Anwendung von Geotextilien zur Trennung von Verschleiß- und Reserveteil einer Vorspülung (schematisch, aus RAUDKIVI, 1991)

Für Optimierungen der Strandauffüllungen vor dieser Barriere können dann ähnliche Gesichtspunkte Anwendung finden, wie sie zuvor für starre Uferbefestigungen genannt wurden.

Unabhängig von der Frage, ob ein Depot mit einer geotextilen Armierung nach Abb. 61 oder ein unbewehrtes Depot nach Abb. 60 verwendet wird, ist darauf hinzuweisen, daß jede Vorspülung im Bereich oberhalb des MThw eine derart flache Böschung aufweisen sollte, daß mit Sicherheit eine Kliffbildung vermieden wird. Ähnlich wie bei den Kornverteilungen zeigt die Erfahrung aus allen Sandvorspülungen, daß künstliche Vorspülkörper oberhalb der MThw-Linie Böschungsneigungen aufweisen sollten, die von gleicher Größe oder nach Möglichkeit noch flacher als die des natürlichen Strandes sind. Nach den bisherigen Erfahrungen an der Westküste vor Sylt sind dies Neigungen zwischen 1:20 und 1:30; ein flacher und breiter Vorspülkörper ist immer günstiger als ein schmales und hohes Depot.

8. Zusammenfassung

Aus den vorgelegten theoretischen Untersuchungen können, im Hinblick auf die Auswertungen des Datenmaterials des ALW HUSUM, Optimierungsfragen an anwendungsorientierte Einzelaspekte zu Sandvorspülungen wie folgt beantwortet werden:

1. Optimales Vorspülprofil

Es ist zu empfehlen, unterhalb der MThw-Linie eine Vorspülung in Girlandenform ähnlich wie bei der Vorspülung vor Westerland 1984 vorzunehmen.

Oberhalb der MThw-Linie sollte das Vorspülprofil eine Neigung aufweisen, die der natürlichen Strandneigung in diesem Bereich entspricht oder flacher ist; an der Westküste von Sylt sind dies Neigungen zwischen 1:20 und 1:30. Bei zu steilen Neigungen in diesem Bereich treten Kliffbildungen auf, die zu hohen Massenverlusten führen.

Bei starren Uferbefestigungen (Westerland) kann die Vorspülung mit dieser konstanten Neigung bis auf eine Höhe von etwa NN +4 m an den Uferbefestigungen angelegt werden. Bei Abbruchküsten (Düne oder Kliff) empfiehlt sich die Anlage eines Depots, dessen Fuß auf

eine Höhe von etwa NN +3,0 m gelegt werden sollte. Die Breite des Depots sollte wenigstens 50 m betragen; die Höhe des Depots sollte auf NN +5,0 m begrenzt werden, wenn es sich um ein unbewehrtes Depot handelt.

Durch eine geotextile Barriere (RAUDKIVI, 1991) kann eine Trennung von Verschleiß- und Reserveteil des Depots vorgenommen werden. Ein hohes Depot (NN +8,0 m oder mehr) auf dem Reserveteil könnte hier nach Extremsturmfluten zur sofortigen Sicherung des Depotfußes vor der geotextilen Barriere benutzt werden. Die Barriere soll in Art einer ‚kugelsicheren Weste‘ nur bei Extremereignissen in Erscheinung treten und in den übrigen Zeiten von Sand bedeckt sein.

2. Optimale Vorspülungen/Optimales Vorspülintervall

Es wird durch theoretische Betrachtungen gezeigt, daß sich Vorspülungen nach einem Exponentialgesetz verhalten, mit dem ähnlich wie in der Kernphysik eine Halbwertszeit T_h als diejenige Zeitdauer definiert werden kann, innerhalb derer das ursprünglich zum Zeitpunkt $t = 0$ (Ende der Vorspülung) vorhandene Sandvolumen auf die Hälfte abgenommen hat. Die Halbwertszeit ist im wesentlichen von dem Strandmaterial und von der Wellenenergie abhängig. Es kann aus Langzeitbetrachtungen der Sturmflutaktivitäten und der Wellenenergien gezeigt werden, daß ungeachtet von Extremereignissen wie z. B. den Sturmflutserien Anfang 1990 ein im langfristigen Mittel linearer Zusammenhang zwischen der Zeit und der Wellenenergie besteht; durch die Extremereignisse werden lediglich kurzzeitige Unstetigkeiten in diesen Funktionen hervorgerufen.

Aus der Auswertung von sechs Vorspülungen vor der Westküste von Sylt zwischen 1972 (Westerland) und 1987 (Rantum) wurde ein Wertevorrat der Halbwertszeiten zwischen rd. 3 und 5 Jahren ermittelt. Die kürzeren Halbwertszeiten um $T_h = 3$ Jahre gehören zu den Strandvorspülungen vor den Uferschutzwerken von Westerland und sind durch Reflexionen vor diesen starren Bauwerken bedingt.

Die theoretischen Betrachtungen (FÜHRBÖTER, 1991) zeigen, daß die Wiederholungsintervalle T_w in einer dimensionslosen Form T_w/T_h auf diese Halbwertszeiten bezogen werden können.

Von großer Bedeutung für die Wiederholungsintervalle T_w ist das Mindestvolumen V_{\min} , das – oberhalb eines bestimmten Bezugshorizontes wie z. B. NN -1 m und auf einer bestimmten Strandlänge L – als unbedingt notwendig für den Schutz der Küstenlinie (als Düne, Kliff oder Uferbefestigung) angesehen wird.

Wenn durch eine kontinuierliche Sandzugabe der ständige Massenverlust durch die langzeitige Erosion ausgeglichen werden würde, ergibt sich aus der theoretischen Betrachtung (FÜHRBÖTER, 1991) ein Massenstrom, der zugleich als $Q_{\min} = \ln 2 \cdot V_{\min}/T_h$ den Mindestaufwand ausdrückt.

Mit zunehmender Ausdehnung der Wiederholungsintervalle T_w erhöht sich der mittlere Massenbedarf nach einer monoton und exponentiell anwachsenden Funktion α (vgl. Abschnitt 6.2, Tafel 4).

Dies drückt sich in einer Vergrößerung der erforderlichen Vorspülmenge V_w für die Wiederholungsvorspülung nach der Formel

$$V_w = f(V_{\min}, \frac{T_w}{T_h}) = V_{\min} (2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1) \quad \dots (10)$$

aus.

Dies bedeutet, daß es von dem Wiederholungsintervall T_w her gesehen eine Optimierungsmöglichkeit nur in dem Sinne gibt, daß der geringste Massenbedarf im langfristigen

Mittel nur durch die kürzesten Wiederholungsintervalle mit den geringsten Vorspülmengen erreicht werden kann.

Dem stehen baubetriebliche Grenzen entgegen; bei allen Massenbewegungen und hier besonders bei Spülarbeiten wirken sich die nahezu konstanten Kosten für die Baustelleneinrichtung usw. dahingehend aus, daß der Einheitspreis je m^3 mit zunehmender Vorspülmenge abnimmt. Eine Auswertung von 11 Vorspülungen vor Sylt mit Einbaumengen zwischen $0,64 \text{ Mio. m}^3$ und $2,45 \text{ Mio. m}^3$ ließ allerdings noch keine signifikante Abhängigkeit des Einheitspreises von der Einbaumenge erkennen.

Ein wichtiger Gesichtspunkt, der allerdings nicht technischer Art ist, stellt die Störung des Fremdenverkehrs durch die Spülarbeiten dar; aus dieser Sicht sind große Wiederholungsintervalle günstiger als kleine. Es muß hier ein Kompromiß gefunden werden, wobei aber die theoretischen Betrachtungen zusammen mit den ermittelten Halbwertzeiten *quantitative Entscheidungshilfen* (vgl. z. B. Tafel 9) geben können.

Endlich ist für eine Optimierung von Wichtigkeit, daß in den Sturmflutaktivitäten ein meteorologischer Zyklus von 5 bis 6 Jahren nachgewiesen werden kann, auf den zuerst LAMB (1975) hingewiesen hat. Mit Hinblick auf das Risiko durch Extremereignisse (1990!) ist es sinnvoll, die Wiederholungsintervalle diesem Zyklus anzupassen.

3. Optimale Korngrößenverteilung des Spülsandes

Als repräsentativer Korndurchmesser des Einbaumaterials (nicht des Materials in der Entnahme; die Spülverluste hängen von dem Einbauverfahren ab und werden nicht berücksichtigt!) kann der Medianwert d_{50} verwendet werden.

Von den Halbwertzeiten der ausgewerteten sechs Vorspülungen her konnte bei einem Wertevorrat von

$$0,33 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 0,54 \text{ mm}$$

keine signifikante Abhängigkeit der Halbwertzeit von diesem Medianwert festgestellt werden; eine Optimierung von der Korngrößenverteilung ist in diesem Korngrößenbereich nicht möglich bzw. nicht erforderlich. Dagegen zeigte eine frühere Vorspülung vor Rantum (1984) mit einem Medianwert von $d_{50} = 0,20 \text{ mm}$ einen sehr schnellen Abbau. Es wird aus den Auswertungen der sechs Vorspülungen vor der Westküste von Sylt die Regel bestätigt, daß ein Aufspülmateriale eine Körnung aufweisen soll, die von gleicher Größe oder etwas gröber als die des anstehenden natürlichen Strandmaterials ist.

4. Optimale Vorspülstrecken

Die Auswertungen der sechs Vorspülungen lassen keine quantitative Aussage über eine optimale Vorspülstrecke (= Vorspüllänge L) zu, es kann aber als sicher angesehen werden, daß bei zu kurzen Vorspülstrecken durch die seitlichen Verluste ungünstigere Verhältnisse als bei längeren bestehen. Es sollten keine Vorspüllängen von weniger als 1 km gewählt werden; die optimale Länge einer Vorspülstrecke könnte auf diejenigen Spülentfernungen bezogen werden, die ohne eine (kostenaufwendige) Zwischenstation erreichbar sind; bei den bisher verwendeten Geräten entspricht dies Entfernungen von etwa $\pm 2 \text{ km}$ von der Übergabeleitung, also Längen von etwa 4 km.

5. Bewertung einer Aufspülung im Vorstrandbereich im Hinblick auf Dauerhaftigkeit und Effektivität

Es wird empfohlen (vgl. Punkt 1), im Bereich der Wasserwechselzone (etwa zwischen NN -1 m und NN $+1 \text{ m}$) den Fuß der Vorspülung in Girlandenform (nach Abb. 29 und 55) auszuführen. Die Form der Girlanden wird selbsttätig durch die Welleneinwirkungen wäh-

rend der Vorspülung erzeugt, es genügt zu ihrer Herstellung ein einfaches Vorstrecken von Zweigleitungen aus der Stammleitung (vgl. Abb. 24). Die Höhe der Girlandenoberfläche oder der Höfte kann bei flachem Unterwasserstrand auf etwa NN +1 m entsprechend MThw gelegt werden; wenn bei zu steilem Unterwasserstrand ein zu großer Massenbedarf entsteht, kann diese Höhe auch auf NN ± 0 reduziert werden.

Durch die Girlandenform wird erreicht, daß hohe Verluste besonders unmittelbar nach der Einbauphase vermieden werden, wo die größte Störung des vorher vorhandenen Strandprofils besteht. Der Ferntransport wird in dieser Phase durch örtliche Umlagerungen (Refraktionswirkung) ersetzt, wodurch Unterwasserprofile entstehen, die durch die Wellen selbst erzeugt werden und damit dem Wellenklima angepaßt sind.

6. Prognosen über den Küstenabbruch und die Entwicklung des Unterwasserprofils bei veränderten Tide- und Sturmflutverhältnissen

Obwohl in den letzten Jahrzehnten eine Beschleunigung des Säkularanstieges der MThw festzustellen ist, ist dieser für die Entwicklung der Strandprofile von untergeordneter Bedeutung, weil der Säkularanstieg völlig von den kurzfristigen zeitlichen Fluktuationen der Wasserstände überlagert wird.

Es kann aber mit verschiedenen Verfahren (Abschnitte 2 und 3) nachgewiesen werden, daß in den letzten Jahrzehnten (etwa nach 1960) eine deutliche Zunahme der Sturmflutaktivitäten sowohl nach der Höhe als auch nach der Häufigkeit festgestellt werden muß; die Extremereignisse der Sturmflutserien in den Monaten Januar und Februar 1990 sind nur ein Beispiel hierfür. Außerdem kann ein meteorologischer Zyklus von etwa 5 bis 6 Jahren, auf den LAMB (1975) aufmerksam gemacht hat, auch in den Sturmflutaktivitäten nachgewiesen werden.

Daß die zukünftige Entwicklung nicht vorausgesagt werden kann, liegt an der Unsicherheit aller bestehenden Klimamodelle. Auf keinen Fall ist aber ein Trend in Richtung auf eine Abnahme dieser meteorologischen Aktivitäten festzustellen; eher ist das Gegenteil der Fall. Für ingenieurwissenschaftliche Entscheidungen ist es zum gegenwärtigen Zeitpunkt am sinnvollsten, die klimatischen Bedingungen der letzten drei Jahrzehnte auch als maßgebend zumindestens für die folgenden zwei Jahrzehnte anzunehmen. Dies bedeutet, daß die Abbruchraten, die aus dem Datenmaterial der letzten Jahrzehnte bis zum Jahre 1984 im FACHPLAN SYLT des ALW HUSUM, 1985, in Rechnung gestellt wurden, auch für die nächste Zukunft verwendet werden können. Zugleich aber müssen die weiteren Entwicklungen sehr sorgfältig beobachtet werden.

Hierzu wird abschließend empfohlen, das Abbruchgeschehen an der gesamten Westküste der Insel Sylt wie bisher durch Vermessungen ständig zu kontrollieren. Alle sonstigen Parameter, von denen die Stabilitäten von Sandvorspülungen abhängig sind, u. a. als Grundlagen für weitere Optimierungen zu überwachen und zu dokumentieren.

9. Schriftenverzeichnis

- ALW HUSUM: Fachplan Küstenschutz Sylt. Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, Husum, 1985.
- ANDRESEN, F. H., DETTE, H. H. u. GÄRTNER, J.: Schutz sandiger Küsten durch Sandvorspülungen am Beispiel der Insel Sylt. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 42. Band, 1987.
- BRUUN, P.: Optimum dredging procedures for the artificial nourishment of beaches. Journ. Dredging + Port Construction, Vol. XVIII, No. 1, Trade Publications Ltd., Redhill, Surrey, U. K. 1991.
- DETTE, H. H.: Effectiveness of Beach Deposit Nourishment. Proc. Symposium on Coastal Sediments and Structures, „Coastal Sediments 77“, Charleston, South Carolina, USA, 1977.
- DETTE, H. H. u. GÄRTNER, J.: Erfahrungen mit der Versuchssandvorspülung Hörnum im Jahre 1983. Die Küste, 45, 1987.
- DETTE, H. H.: Energetische Betrachtungen zu seegangserzeugten Änderungen der Küstenmorphologie. Statusseminar: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, Kiel, Herausgeber: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Bonn, 1991.
- DETTE, H. H., NEWE, J. u. SPINGAT, F.: Zur Erstellung einer mehrjährigen Zeitreihe von Seegangsdaten aus Messungen und Korrelationsberechnungen. Bericht Nr. 711 des Leichtweiß-Instituts der Techn. Univ. Braunschweig (unveröffentlicht), 1991.
- FÜHRBÖTER, A., KRAMER, J., KÖSTER, R., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, H. 23, 1972.
- FÜHRBÖTER, A.: Eine Refraktionsbuhne aus Sand vor Sylt. Wasser und Boden, 25. Jahrgang, H. 12, 1973.
- FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. 14th Internat. Conference on Coastal Eng., Copenhagen, Dänemark, 1974. a) Summaries, Chapter 3.7-2; b) Proc., Vol. II. Chapter 85.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der Deutschen Nordseeküste, Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, H. 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A., KRAMER, J., KÖSTER, R., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Vorschläge für eine Wiederholungsvorspülung vor Westerland/Sylt (unveröffentlicht), Braunschweig, 1984 a.
- FÜHRBÖTER, A.: Bemerkungen zu einer EDV-Auswertung des Abbruchgeschehens an der Westküste Sylts (unveröffentlicht), Braunschweig, 1984 b.
- FÜHRBÖTER, A.: Stabilität von Sandvorspülungen. Berichte von der 5. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Fachsektion Ingenieurgeologie, Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. und Deutsche Geologische Gesellschaft e. V. Kiel, 1985.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Longterm Changes of Tidal Regime in the German Bight (North Sea). Fourth Symposium on Coastal and Ocean Management, Baltimore, 1985.
- FÜHRBÖTER, A., JENSEN, J., SCHULZE, M. u. TÖPPE, A.: Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen. Die Küste, H. 47, 1988.
- FÜHRBÖTER, A. u. TÖPPE, A.: Duration of Storm Tides at High Water Levels. UNESCO International Hydrological Programme Storm Surges, River Flow and Combined Effects, Intern. Workshop „Storm 91“, Hamburg, 1991.
- FÜHRBÖTER, A.: Eine theoretische Betrachtung über Sandvorspülungen mit Wiederholungsinterwallen. Die Küste, H. 52, 1991.
- FÜHRBÖTER, A., RAUDKIVI, A. J., DETTE, H. H. u. DIERKEN, H.: Untersuchungen zur Begrenzung der Ausräumung des hohen Strandes vor Dünen über die Dauer von Sturmfluten, Teil A: Theoretische Vorbetrachtungen von Prof. Dr.-Ing. E. h. A. J. RAUDKIVI, Teil B: Versuche im Großen Wellenkanal. Bericht Nr. 721 des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, unveröffentlicht, 1991.
- GRIPP, K. Ursachen und Verhinderung des Abbruches der Insel Sylt. Die Küste, Jg. 14, H. 2, 1966.

- LAMB, H. H.: Remark on the Current Climatic Trend and its Perspective. Proceedings WMO/IAMAP Symposion on Long-Term Climatic Fluctuation, Norwich, August 1975.
- LAMPRECHT, H.-O.: Uferveränderungen und Küstenschutz auf Sylt. Die Küste, Jg. 2, 1957.
- OELERICH, J.: Zur Berechnung des küstenparallelen Sandtransportes. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, H. 108, 1990.
- RAUDKIVI, A.: Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, Phase 1 (1985–1990). – Abschlußbericht des Koordinators – Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, 1991.
- SIEFERT, W.: Einige Anmerkungen zur Sturmflutentwicklung im Nordsee-Küstengebiet. HANSA – Schifffahrt-Schiffbau-Hafen, 125. Jg., Nr. 20, 1988.
- TILLMANN, B.: Untersuchungen zur Wirksamkeit von Sandvorspülungen als aktiver Küstenschutz am Beispiel der Insel Sylt. Diplomarbeit am Leichtweiß-Institut der Techn. Universität Braunschweig (unveröffentlicht), 1990.

Sedimentation in Tidehäfen

Von HORST NASNER

Zusammenfassung

In dem vom BMFT geförderten KFKI-Projekt MTK 0470 „Sedimentation in Tidehäfen“ wurden die Verlandungen von offenen Häfen im deutschen Küstenbereich auf der Grundlage von Kontrollpeilungen untersucht. Als Ergänzung zu theoretischen Untersuchungen und hydraulischen Modellversuchen sollten hier Daten aus der Natur selbst in Verbindung mit den hydrologischen Randbedingungen aufbereitet und analysiert werden. Mit diesen Auswertungen liegen quantitative Ergebnisse für Tidehäfen oberhalb, in und unterhalb der Brackwasserzonen in deutschen Tideästuarien vor.

- Die mittleren jährlichen Auflandungen der oberhalb des Salzwassereinflusses der Nordsee gelegenen Häfen Hamburg und Bremen liegen in der Größenordnung von Dezimetern.
- Für den Brackwasser- und Küstenbereich können zwei Gruppen voneinander unterschieden werden. In Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel liegen die Sedimentationen bei zwei bis drei Metern im Jahr. Für Wilhelmshaven, Büsum und die im Elbmündungsbereich gelegenen Hafenanlagen von Cuxhaven wurden ein bis eineinhalb Meter ermittelt.
- In den Brackwasserhäfen an der Ems, Weser und Elbe sind die Verlandungen im Sommerhalbjahr nachweisbar höher als in der kälteren Jahreszeit.
- Die Sedimentationsanalysen für einige Hafenbecken lassen den Schluß zu, daß der Unterhaltungsaufwand durch Vorratsbaggerungen mit Reservetiefen wesentlich eingeschränkt werden kann.
- Alternativ zu den herkömmlichen Baggermethoden bietet sich der Einsatz von Wasserinjektionsgeräten an, mit denen die Sedimente in den Tidestrom rückverlagert werden, so daß der Transport des Baggergutes in Schuten oder das Verbringen an Land entfällt.

Summary

In the KFKI-project MTK 0470 „Sedimentation in Tidal Harbours“, financed by the German Ministry for Research and Technology (BMFT), the deposition of sediments in open harbours in German coastal areas were analysed based on control soundings. The data obtained from natural conditions was analysed in addition to theoretical and hydraulic model investigations. As a result of this study there now exist quantitative results for brack water zones of German tidal estuaries.

- *The mean annual sedimentation in harbours upstream of sea water influence, namely Hamburg and Bremen, lie in the range of 20 to 30 cm.*
- *For brackish water and coastal regions it can be differentiated between two groups of harbours: in Emden, Bremerhaven and Brunsbüttel the sedimentation rates can be more than two to three metres per year. For Wilhelmshaven, Büsum and Cuxhaven in the Elbe-estuary the annual sedimentation rates were found to lie in the range of 1 to 1,5 metres.*
- *The sediment deposition in harbours situated within in the brackish zones of the Ems, Weser and Elbe estuaries were noted to be higher in summer than in the colder seasons.*
- *The sedimentation analysis for some harbour basins has led to the conclusion that maintenance-work can be largely reduced by the dredging of overdepths, i. e. by reserve dredging.*
- *Water injection can be used, as an alternative to the current dredging methods, by which the mud can be deposited back into the stream thus saving the transportation of the dredged material in barges or the deposition on land.*

I n h a l t

1. Einleitung und Aufgabenstellung	128
2. Das Untersuchungsgebiet	129
3. Vorgehensweise	130
4. Die Hafenanlagen in Bremen	131
4.1 Tidegeschehen und Oberwasser	131
4.2 Das obere Hafengebiet von Bremen	135
4.3 Handels- und Werfthafen	138
4.4 Neustädter Hafen	139
4.5 Das untere Hafengebiet von Bremen	141
4.6 Zusammenfassende und vergleichende Betrachtungen	144
5. Häfen im Brackwasser- und Küstengebiet	148
5.1 Randbedingungen	148
5.2 Emden	151
5.3 Wilhelmshaven	153
5.4 Bremerhaven	157
5.5 Brunsbüttel	160
5.6 Cuxhaven	163
5.7 Büsum	163
5.8 Zusammenfassung und Vergleich	165
6. Schlußbemerkungen	167
7. Schriftenverzeichnis	168

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Die Sedimentation in offenen Tidehäfen erfordert oft einen erheblichen Unterhaltungsaufwand, um die Sollwassertiefen für die Schifffahrt zu gewährleisten. Es gibt verschiedene Ursachen für die ständig wiederkehrenden Verlandungen.

Hafenbecken mit von einem Tidefluß abzweigenden Einfahrten werden durch zwei Strömungseffekte beeinflusst, die sich einander überlagern und vor allem im Einfahrtbereich Auflandungen verursachen. Es handelt sich dabei um den Tide- und Strömungseffekt. Durch das an einer seitlichen Erweiterung (Hafenbecken) vorbeifließende Wasser wird eine Drehströmung (Walze) angefacht, in deren Zentrum es aufgrund abnehmender Strömungsintensität zu erhöhten Ablagerungen kommt. Dieser Effekt tritt bei Hafenbecken an Binnenflüssen auf. In einem Tidehafen bilden sich im Einfahrtbereich während der Flut- und Ebephase Walzen mit entgegengesetztem Drehsinn aus. Diesen Strömungseffekten überlagert sich der Tideeffekt. Während der Flut füllt sich das Hafenbecken mit einem Wasservolumen, das dem Produkt aus Hafenfläche (A) und Tidehub (Th_b) entspricht. Die dabei in den Hafen transportierten Feststoffe setzen sich ab und werden während der Ebbe nicht wieder ausgeräumt.

Im Brackwasserbereich eines Ästuars treten durch unterschiedliche Salzgehalte im Tidefluß und der Hafeneinfahrt zusätzlich Dichteströmungen auf. Dieser Dichteeffekt verursacht besonders starke Verlandungen im Hafenbecken.

Um die vielfältigen Vorgänge des Verlandungsgeschehens in Tidehäfen besser kennen und verstehen zu lernen, sind grundsätzlich drei Vorgehensweisen denkbar, die sich bei der Problemlösung ergänzen sollten. Die Lösungsansätze können theoretische Methoden, Versuche mit hydraulischen Modellen oder Untersuchungen in der Natur selbst sein.

Da die komplexen physikalischen und biologischen Vorgänge bei der Bewegung von kohäsiven und nicht kohäsiven Sedimenten mathematisch noch nicht genau genug beschrieben werden können, sind mit theoretischen Ansätzen und numerischen Modellen bisher mehr

globale und qualitative Aussagen möglich. Wegen der Maßstabeffekte und Problemen bei der naturähnlichen Nachbildung der Sedimente haben hydraulische Modellversuche eher einen vergleichenden Charakter. Bei Naturuntersuchungen ergibt sich wiederum das Problem, daß die Vorgänge nicht wie im Modell beliebig wiederholbar sind und der meßtechnische Aufwand aus Kostengründen möglichst gering gehalten werden muß.

Mit dieser Grundlagenstudie sollte deshalb zunächst das bereits vorhandene Datenmaterial aus der Natur aufbereitet und analysiert werden, um festzustellen, wie groß die Verlandungen der Tidehäfen sind und wie sie sich innerhalb der Hafenbecken verteilen.

In allen deutschen Tidehäfen werden von den zuständigen Verwaltungen in unregelmäßigen Zeitabständen Kontrollpeilungen zur Überwachung der Sollwassertiefen durchgeführt. Diese langjährig vorliegenden Peilpläne waren Grundlage und Voraussetzung für die hier durchzuführenden Sedimentationsuntersuchungen.

Um Unterschiede oder Gemeinsamkeiten zu erkennen, waren die Daten möglichst vieler Tidehäfen im deutschen Küstengebiet auszuwerten. Neben der Geometrie der Hafenbecken und ihrer Lage zum Strom sollte auch der Einfluß des Dichteeffektes auf die Sedimentation durch den Vergleich von Häfen im Brackwasserbereich und außerhalb davon erfaßt werden. Von zusätzlichem Interesse war es, ob anhand der vorhandenen Peildaten auch mögliche Einflüsse auf die Sedimentationsvorgänge durch natürliche Randbedingungen, wie das Tidegeschehen, Oberwasser, Salzgehalte oder die Temperatur, nachzuweisen sind.

Das aus den Häfen gebaggerte Sohlenmaterial ist häufig mehr oder weniger mit Schadstoffen belastet und kann aus ökologischen Gründen nicht immer problemlos, z. B. auf Spülfeldern, untergebracht werden. Genauere Kenntnisse über die Sedimentationsmengen und die Frage, ob der Unterhaltungsaufwand in den Tidehäfen optimiert werden kann, sind deshalb von Bedeutung. Die vielfachen Zusammenhänge zwischen Strömung, Sedimenttransport und Ablagerung müssen bekannt sein, wenn die Auflandung der Häfen in geeigneter Form beeinflußt werden soll. Entsprechende Maßnahmen können bauliche Veränderungen, bestimmte Baggermethoden (z. B. Baggerung von Übertiefen) oder andere Unterhaltungsmaßnahmen (z. B. Schlickegge, Wasserinjektionen) sein. Mit dem Ziel, Ansätze zu finden, um die erforderlichen Baggerungen zu optimieren und zu reduzieren, sind Bagger-Untersuchungsprogramme und Forschungsprojekte eingeleitet worden (CHRISTIANSEN, HAAR u. RADTKE, 1985; HAFENBAUAMT BREMEN, 1987; SHEALL, 1991). Auch mit dieser Grundlagenstudie sollte dazu ein Beitrag geleistet werden.

2. Das Untersuchungsgebiet

In den Mündungsbereichen der Ems, Jade, Weser und Elbe wurden Hafenanlagen von Emden, Wilhelmshaven, Bremerhaven, Cuxhaven und Brunsbüttel untersucht (Abb. 1). Außerdem wurde der an der schleswig-holsteinischen Küste gelegene Hafen Büsum mit in die Auswertungen einbezogen. Erkenntnisse über einen oberhalb der Brackwasserzone gelegenen Seehafen sollten die Hafenanlagen von Bremen erbringen. Die ebenfalls außerhalb des Salzwassereinflusses der Nordsee gelegenen Hafenbecken in Hamburg wurden an anderer Stelle untersucht (CHRISTIANSEN u. KAMPS, 1985; CHRISTIANSEN u. HAAR, 1991).

Die den Hafengebieten zugeordneten Meßstellen der Tidewasserstände, des Oberwassers, der Wassertemperatur und Leitfähigkeiten sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Die Brackwasserhäfen Emden, Bremerhaven, Cuxhaven und Brunsbüttel sind deutlichen, oberwasserabhängigen Salzgehaltsschwankungen unterworfen. Der Binnenabfluß in den Jadebusen ist dagegen unbedeutend. In Wilhelmshaven wie auch in Büsum können allein

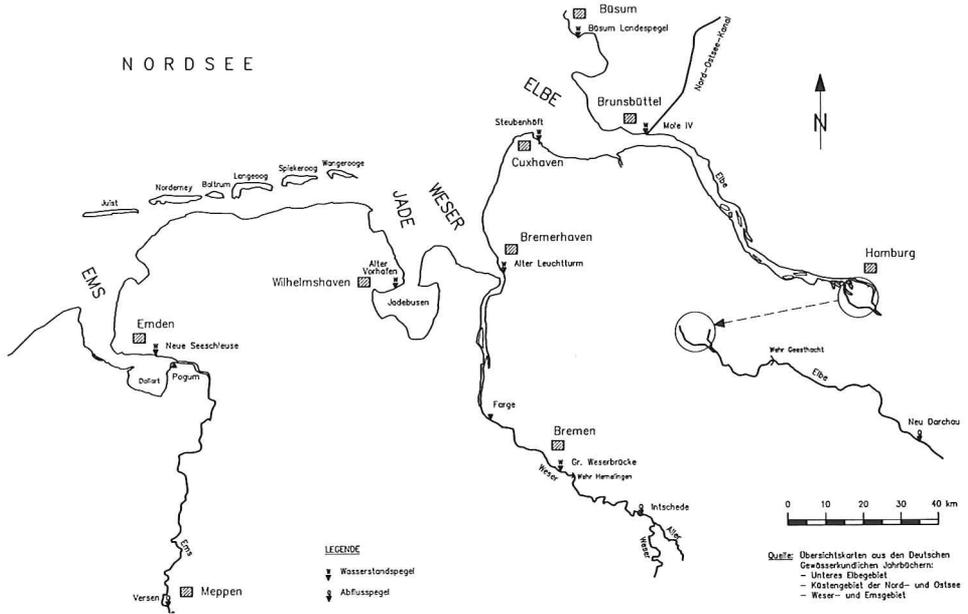


Abb. 1. Lageplan

die höheren Salzgehalte gegenüber Hamburg oder Bremen von besonderem Einfluß auf die Sedimentationsvorgänge sein. Dichteströmungen spielen jedoch dort, wenn überhaupt, nur eine untergeordnete Rolle.

Tafel 1. Hafengebiete und zugeordnete Meßstellen (vgl. Abb. 1)

Gewässer	Hafengebiet	Oberwasser Q_0	Meßstelle für Tidewasserstände	Temperatur und Leitfähigkeit
Ems	Emden	Versen	Neue Seeschleuse	Pogum
Jade	Wilhelmshaven	---	Alter Vorhafen	---
Weser	Bremerhaven	Intschede	Alter Leuchtturm	Bremerhaven
Weser	Bremen	Intschede	Gr. Weserbrücke	Farge
Elbe	Cuxhaven	Neu Darchau	Steubenhöft	Cuxhaven
Elbe	Brunsbüttel	Neu Darchau	Mole IV	Mole IV
Nordsee	Büsum	---	Büsum	---

3. Vorgehensweise

Ziel der Auswertungen war es, für die einzelnen Hafenbecken die mittlere Sedimentation und ihre Verteilung zu bestimmen. Dazu wurden bei den zuständigen Ämtern gesichtete Peilpläne und Baggerdaten für möglichst langfristige Zeiten zur Verfügung gestellt. Aufgrund der veränderlichen Strömungen wurden die Hafentflächen in einzelne Bereiche für die Sedimentationsanalyse aufgeteilt. Damit sollten die Verlandungsschwerpunkte in den Walzenbereichen erfaßt werden. Mangels Naturmessungen wurden die Strömungen dabei nach der Geometrie der Hafenbecken und ihrer Lage zum Tidefluß abgeschätzt.

Die Auswertungen sind rechnergestützt durchgeführt worden. Zunächst wurden die Daten von jeder Kontrollpeilung gespeichert. Zur Bestimmung der mittleren Sohllage eines Hafengebietes wurden die im Peilplan eingetragenen einzelnen Tiefen addiert und durch die Anzahl der Peilpunkte dividiert. Die mittlere Sohlentiefe konnte sowohl in jedem Peilprofil als auch für die vorher festgelegten Teilflächen ermittelt werden. Die veränderte Sohllage ergab sich dann jeweils aus dem Vergleich mit der vorherigen Peilung.

Bei den Auswertungen der Peilpläne wurden nur nautisch genutzte Wassertiefen erfaßt; Böschungsbereiche und Flachwasserstellen blieben somit unberücksichtigt. Für die Vergleichbarkeit war es erforderlich, daß immer die gleichen Profile vollständig aufgenommen worden waren. Lückenhaft gepeilte Flächen wurden nicht mit ausgewertet.

Aus den Planunterlagen über die Baggereinsatzzeiten ging hervor, wann und wie lange ein Gerät in einem Hafenbecken im Einsatz war. Wo im Hafen genau gebaggert wurde, war in den Baggerbüchern nicht vermerkt. Deshalb wurde die Sohlenentwicklung über den gesamten Auswertungszeitraum für jeden Bereich zusammen mit den Baggerzeiten graphisch aufgetragen. Damit konnte aufgrund der Sohlenveränderung nachvollzogen werden, in welchen Hafentflächen der Bagger zum Einsatz gekommen war. Aus den Tiefendifferenzen in den durch Baggerungen ungestörten Hafengebieten zwischen zwei Peilungen ergab sich die Auflandung im Peilintervall, die linear auf Tageswerte umgerechnet wurde. Die Summe aller Sedimentationsereignisse wurde gemittelt und daraus die jährliche Sedimentationsrate gebildet.

Um Abhängigkeiten zwischen Sedimentation und zugehörigen gewässerkundlichen Einflußgrößen zu finden, wurden zu jedem Peilintervall die zugehörigen mittleren Tidehöhe, Tidewasserstände und das Oberwasser berechnet. Für die an der Weser und Elbe gelegenen Häfen konnte noch zusätzlich die Wassertemperatur und Leitfähigkeit (Salzgehalt) bestimmt werden. Mit Korrelationsrechnungen sollten mathematische Zusammenhänge zwischen Sedimentation und den verschiedenen natürlichen Einflußgrößen gefunden werden.

4. Die Hafenanlagen in Bremen

4.1 Tidegeschehen und Oberwasser

Die stadtbremischen Häfen liegen nur wenige Kilometer unterhalb der Tidegrenze (Abb. 2). Das Tidegeschehen wird noch deutlich durch das Oberwasser (Q_o) der Weser beeinflusst. Um entsprechende Zusammenhänge aufzuzeigen, wurden zwischen Tidehub und Oberwasser Korrelationsrechnungen mit Monatsmittelwerten von 1967 bis 1989 durchgeführt. Obwohl in diese Zeit der Außenweserausbau auf SKN – 12 m (1968/71) und der Unterweserausbau auf SKN – 9 m (1973/79) fallen (WSD NORDWEST, 1985), zeigen sich recht gute Zusammenhänge. Der Tidehub verringert sich deutlich bei höheren Abflüssen (Abb. 3).

Die Austauschwassermenge (Tideeffekt) in einem Hafenbecken ist von der Grundrißform und Wassertiefe unabhängig. Der Einfluß des Wasseraustausches auf die Sedimentation in Tidehäfen als theoretische Betrachtung oder auf der Grundlage von hydraulischen Modellversuchen wird z. B. von FÜHRBÖTER/WITTE (1988) und BRINKMANN (1990) beschrieben. Die Zusammenhänge in der Weser bei Bremen werden im folgenden näher erläutert:

Mit zunehmendem Oberwasser verringert sich zwar die Austauschwassermenge (Tidehub) in Bremen, gleichzeitig wird aber auch die Flutdauer D_F und damit die Flutstromdauer D_f gegenüber der Ebbe- und Ebbestromdauer verkürzt. Um dies nachzuweisen, wurden aus den Gewässerkundlichen Jahrbüchern die Wasserstandslisten für den Pegel Gr. Weserbrücke

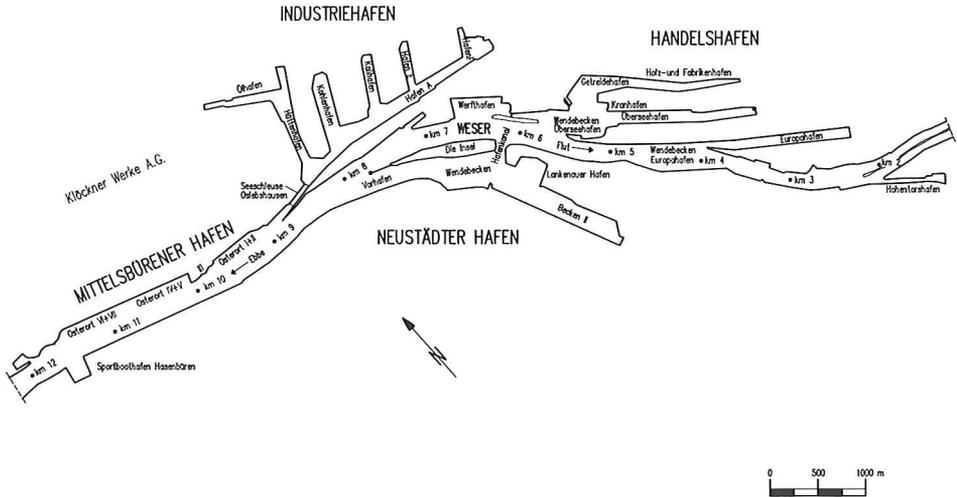


Abb. 2. Hafenanlagen in Bremen

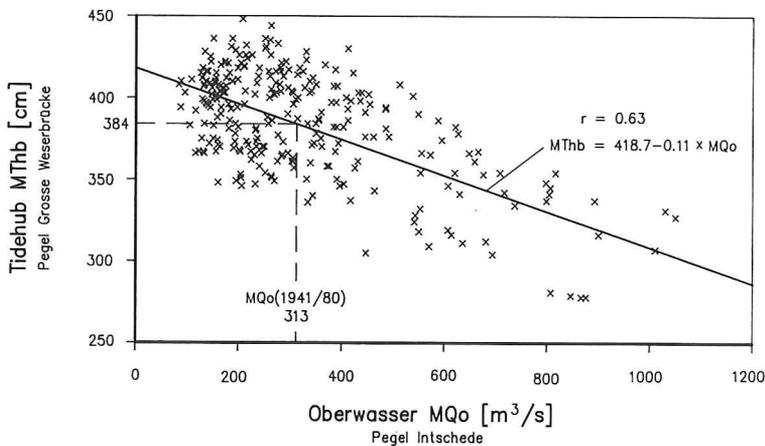


Abb. 3. Tidehub in Bremen und Oberwasser Monatsmittel von 1967 bis 1989

von 1985 bis 1988 ausgewertet. Die Berechnungsergebnisse zeigen sehr gute Zusammenhänge zwischen Flut-, Ebbedauer und Oberwasser (Abb. 4 und 5).

Mit Abb. 4 wird deutlich gemacht, daß bei höherem Oberwasser (kleinerem Tidehub und geringerem Wasseraustausch) wegen der kürzeren Flutphase Sedimente über kürzere Zeitdauer in die Hafenbecken gelangen. Die Ebbedauer wird dementsprechend vergrößert (Abb. 5). Bei einem Oberwasserzuwachs von $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ verlängert sich die Ebbedauer und verkürzt sich die Flutdauer jeweils um 30 Minuten. Aus diesem Ergebnis darf jedoch nicht der Schluß gezogen werden, daß die Hafenbecken bei hohen Abflüssen wegen des geringeren Wasseraustausches weniger stark sedimentieren.

In der Zeit von 1984 bis 1987 wurden vom WASSERWIRTSCHAFTSAMT BREMEN Schwebstoffmessungen in der Unterweser im Bereich der Hafenanlagen von Bremen zwischen Weser-km 4 und 12 (Abb. 2) ausgeführt. Die Analyse der Tageswerte hat zu dem in Abb. 6 dargestellten Ergebnis geführt.

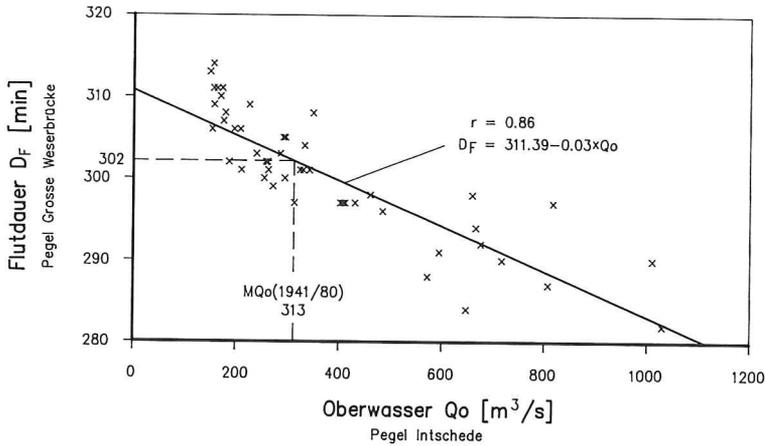


Abb. 4. Flutdauer in Bremen und Oberwasser Monatsmittel von 1985 bis 1988

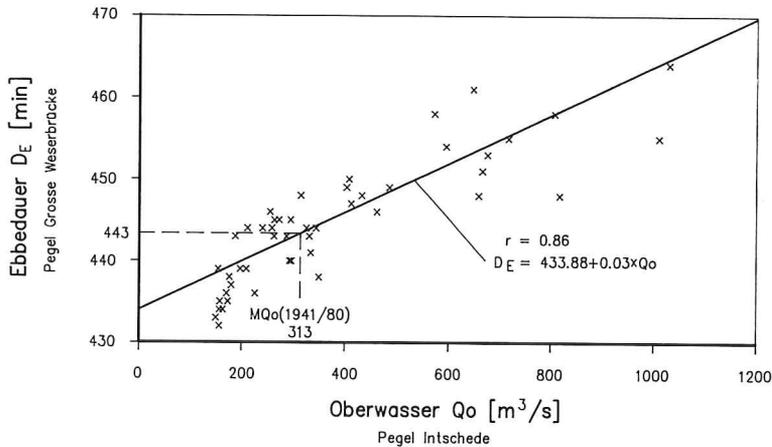


Abb. 5. Ebbdauer in Bremen und Oberwasser Monatsmittel von 1985 bis 1988

Die Auftragung verdeutlicht das größere Feststoffangebot bei hohen Abflüssen am Pegel Intschede. Mit anderen Worten: bei geringerem Wasseraustausch und kürzerer Flutdauer ist der Sedimenteintrag in die Hafenbecken größer als im umgekehrten Fall. Die Sedimentation ist aber sowohl von den Tide- und Strömungsbedingungen als auch vom vorhandenen Feststoffangebot abhängig.

Die vorstehend beschriebenen, gegenläufigen Tendenzen sind sicher ein Grund dafür, daß es in dieser Studie nicht gelungen ist, mathematische Zusammenhänge zwischen Sedimentation und hydrologischen Parametern zu ermitteln. Außerdem konnten extreme Ereignisse wie Sturmfluten oder Oberwasserspitzen wegen der großen Zeiträume zwischen den Peilungen nicht genau genug erfaßt werden. Der deutliche Abfall des Schwebstoffgehaltes in der Unterweser zwischen km 6 und km 8, besonders bei hohem Oberwasser, ist auf den Einfluß des Neustädter Hafens zurückzuführen. Hierauf wird später noch näher eingegangen.

Für die Beurteilung der Sedimentationsverhältnisse in den stadtbremischen Häfen ist auch die Entwicklung der Tide- und Oberwasserverhältnisse im Untersuchungszeitraum von

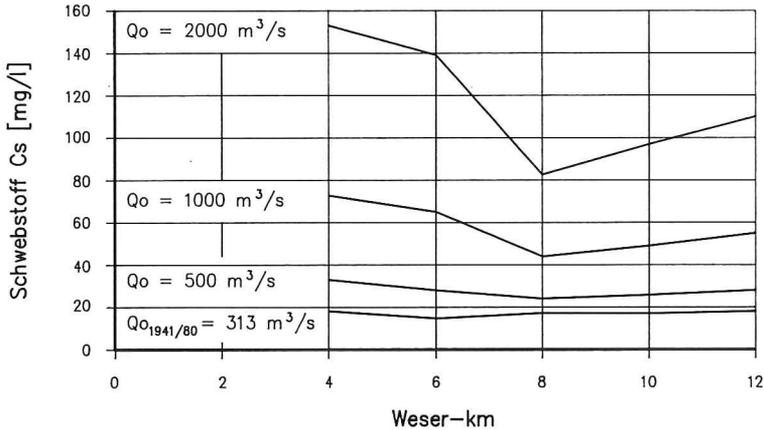


Abb. 6. Schwebstoffgehalt und Oberwasser im Bereich der stadtbremischen Häfen (nach Messungen des WASSERWIRTSCHAFTSAMTES BREMEN von 1984 bis 1987)

Interesse. Dazu wurden die entsprechenden Jahresganglinien von 1967 bis 1989 ermittelt (Abb. 7).

Der gleichsinnige Verlauf von Tidehoch- (Thw), Tideniedrig- (Tnw) und Oberwasser (Q_o) wird mit Abb. 7 deutlich. Die Ganglinie des Tidehubes (Thb) ist entsprechend den in Abb. 3 aufgezeigten Zusammenhängen gegenläufig zum Oberwasser. Es zeigt sich aber auch, wie der Unterweserausbau auf -9 m SKN ab Mitte der 70er Jahre den Tidehub und das Tideniedrigwasser in Bremen beeinflusst hat. 1976 wurde am Pegel Gr. Weserbrücke erstmals ein Tidehub von rd. 4,0 m erreicht; gleichzeitig fiel das Tnw auf unter 350 cm NN $-5,01$ m. Besondere Verhältnisse herrschten auch im Jahre 1981, als es bei extremem Oberwasser zu einem Weserdurchbruch kam und rd. 1,5 Mio. m^3 Bodenmassen in die Tideweser eingetrieben wurden (WSD NORDWEST, 1985). In den achtziger Jahren haben sich in der Tendenz wieder etwas kleinere Tidehübe und höhere Tideniedrigwasserstände eingestellt (Abb. 7). Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich die mit dem Ausbau geschaffenen Reservetiefen

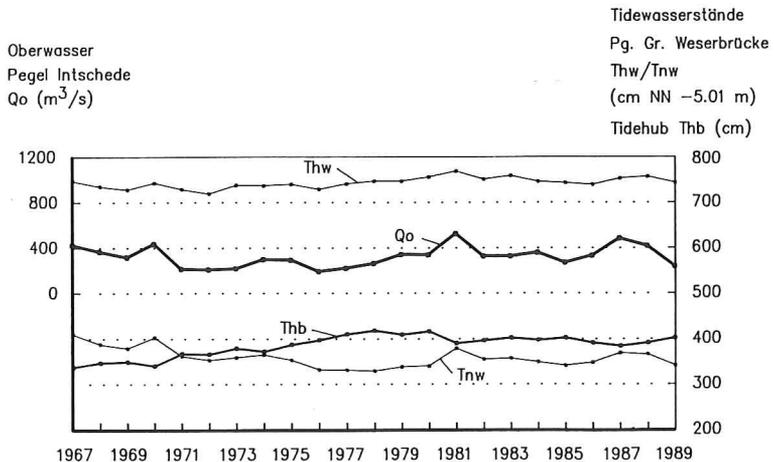


Abb. 7. Tideverhältnisse in Bremen und Oberwasser Jahresmittelwerte von 1967 bis 1989

wieder angeglichen haben und von 1982 bis 1989 umfangreiche Buhnenbauarbeiten in der Unter- und Außenweser vorgenommen wurden. Im folgenden werden die Sedimentationsverhältnisse in den einzelnen Hafengebieten von Bremen erläutert und dargestellt.

4.2 Das obere Hafengebiet von Bremen

Die Unterweser ist bis zum Europahafen als Seeschiffahrtsstraße ausgebaut (Abb. 2). Oberhalb davon liegt die Sollsole auf -4 m SKN. Die Verteilung der Sedimentation im Bereich des Europa- und Hohentorshafens in Bremen ist in Abb. 8 zusammengestellt worden. Zur besseren Veranschaulichung und zum Vergleich sind die Sedimentationsraten für alle stadtbremischen Hafengebiete einheitlich farbig in Dezimeterabschnitten dargestellt worden.

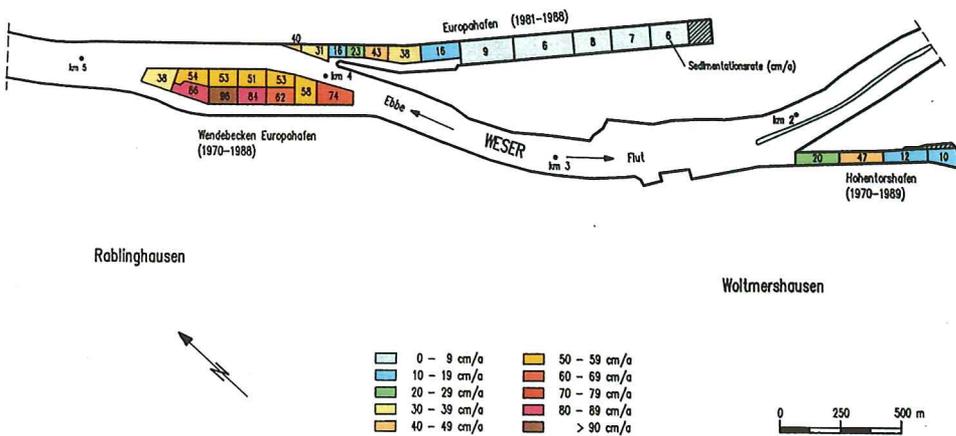


Abb. 8. Mittlere Sedimentationsraten im Bereich des Europa- und Hohentorshafens in Bremen

Der von Binnenschiffen genutzte Hohentorshafen liegt im Schutze eines Leitdammes. Die bei der Peilplananalyse betrachtete Gesamthafenfläche von rd. 27900 m^2 verlandet im Mittel mit $q_s = 22 \text{ cm/a}$. Die Sedimentation nimmt innerhalb des Hafens ab. Die höheren Werte im äußeren Hafen sind auf den Strömungseffekt zurückzuführen.

Der Europahafen ist das älteste Hafengebieten Bremens am seeschiffstiefen Wasser. Aufgrund des günstigen Verhältnisses von Einfahrtsbreite zu Hafentlänge war hier keine besonders hohe Auflandung zu erwarten. Ein Vergleich mit dem Hohentorshafen veranschaulicht, wie die Verlandung mit der Beckenlänge abnimmt (Abb. 8). Im inneren Hafenteil sind nur geringe Sedimentationsraten von weniger als 10 cm/a zu verzeichnen. Trotz der günstigen Geometrie des Hafengebieten kommt es im äußeren Bereich zu höheren Auflandungen, weil die Walzenströmungen auch bei sehr engen Einfahrten nicht verhindert werden können. Im vorderen Hafengebiet sedimentieren auf rd. einem Drittel der Gesamtfläche von rd. 19 ha etwa zwei Drittel der Feststoffmenge. Die mittlere Sedimentationsrate für den Europahafen ist mit $q_s = 13 \text{ cm/a}$ sehr gering.

Die äußerst günstigen Verhältnisse im Europahafen selbst werden durch das im Strom gelegene Wendebcken zunichte gemacht. Das Wendebcken Europahafen ist einer der Verlandungsschwerpunkte im Bereich der stadtbremischen Häfen. Die mittlere Sedimentationsrate im Auswertungszeitraum 1970/1988 ist mit 66 cm/a ausgesprochen hoch. Die

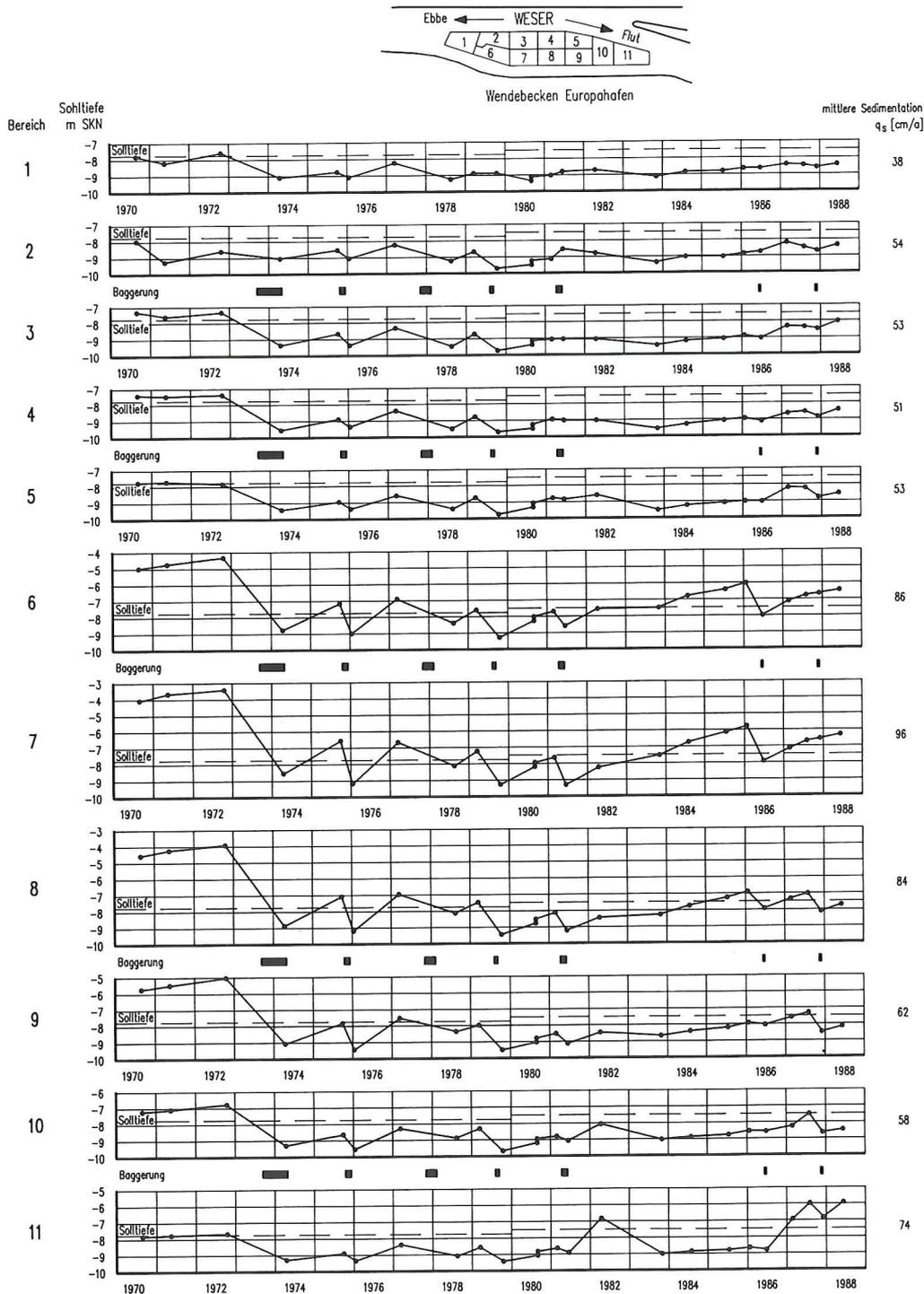


Abb. 9. Sohlenentwicklung im Wendebecken Europahafen

stärksten Sedimentationen finden im linken Uferbereich statt (Abb. 8). Verdeutlicht wird das mit den in Abb. 9 aufgetragenen Sohlenentwicklungen von 1970 bis 1988. Im Strom (Bereich 1 bis 5) ist die Sohle relativ stabil. Starke Schwankungen sind jedoch in den Randbereichen, vor allem auch nach der Vertiefung im Jahre 1974, zu erkennen. Bis 1972 wurden dort noch Mindertiefen von mehreren Metern hingenommen. Im übrigen sind im gesamten Wendebekken während des 9-m-Weserausbaues relativ hohe Auflandungen eingetreten. Der Randbereich verlandet mit durchschnittlich 82 cm/a überproportional. Querschnittsvergrößerungen durch Sohlvertiefungen im Randbereich müssen zwangsläufig starke Verlandungen zur Folge haben, wie die folgende einfache Überlegung zeigt.

Wenn man die Flutwassermenge T_f (m^3) durch den mittleren Flutstromquerschnitt A_{fm} (m^2) und die Flutstromdauer D_f (s) teilt, erhält man einen Wert c , der als „Gleichgewichtsgeschwindigkeit“ bezeichnet werden kann (HENSEN, 1971).

$$c = \frac{T_f}{A_{fm} \cdot D_f} \text{ (cm/s)}$$

Sinngemäß gilt das gleiche für die Ebbphase. Diese Geschwindigkeit ist erforderlich, um das natürliche Gleichgewicht im Tidefluß zu erhalten. Wenn man den Querschnitt im Wendebekken Europahafen vergrößert, werden dadurch T_f und D_f nicht beeinflusst. Der Quotient

$$\frac{T_f}{A_{fm} \cdot D_f}$$

und ebenso der c -Wert werden jedoch kleiner. Das bedeutet, daß sich der Durchflußquerschnitt A_{fm} durch Sedimentation solange verringern muß, bis der ursprüngliche Gleichgewichtszustand wieder hergestellt ist. Je tiefer im Randbereich gebaggert wird, um so stärker sind die anschließenden Wiederversandungen. Der Zusammenhang zwischen Sedimentation und Sohltiefe im linken Randbereich des Wendebekkens wird mit Abb. 10 verdeutlicht.

Oberhalb des Wendebekkens finden wegen des Sohlenüberganges auf -4 m SKN vor allem bei hohen Abflüssen rückschreitende Erosionen statt. Dies war bei dem bereits angesprochenen Hochwasserereignis vom März 1981 mit einem Extremwert von $HQ_o = 2.370 \text{ m}^3/\text{s}$ der Fall. Die gewässerkundlichen Daten weisen ähnlich hohe Abflüsse in den letzten Peilintervallen auf, welche die nach Abb. 9 ermittelten hohen Auflandungen im oberen

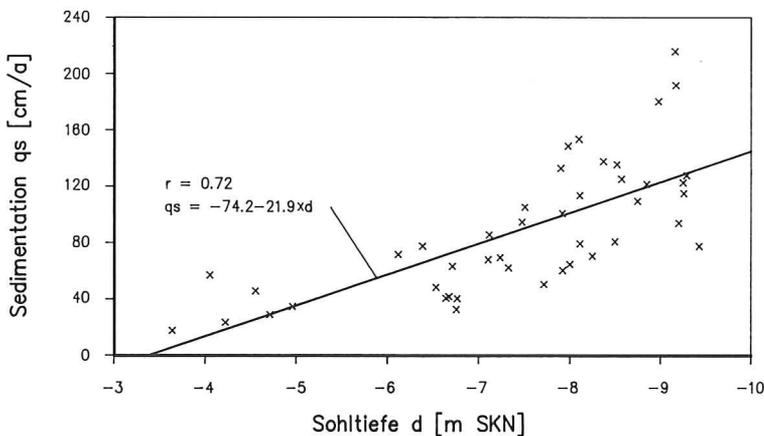


Abb. 10. Sedimentation und Sohlage im Randbereich des Wendebekkens Europahafen (vgl. Abb. 9, Abschnitt 6 bis 9)

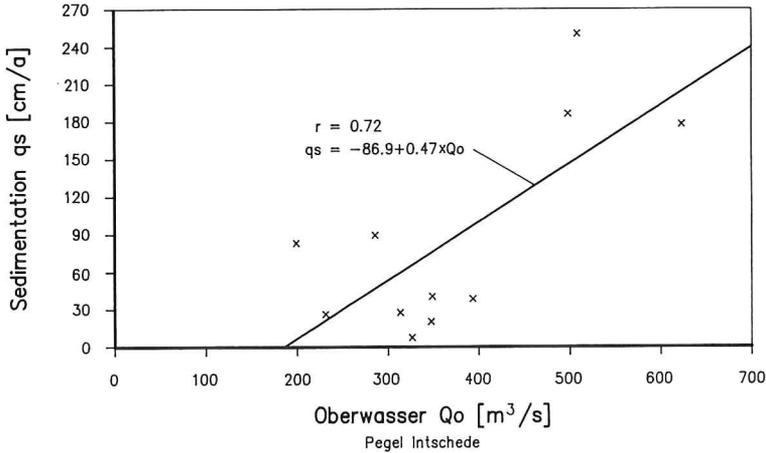


Abb. 11. Oberwasser und Sedimentation im oberen Bereich des Wendbeckens Europahafen (vgl. Abb. 9, Abschnitt 11)

Bereich des Wendbeckens verursachten. Wie deutlich dort die Abhängigkeiten zwischen der Sedimentation q_s und dem Oberwasser Q_o sind, zeigt Abb. 11, wonach sich die Sedimentation bei hohen Abflüssen vermehrt.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, daß den sehr günstigen Verhältnissen im Europahafen selbst übermäßige Versandungen im Wendbecken gegenüberstehen. Verbesserungen wären möglich, wenn der an das Wendbecken grenzende Sohlübergang gegen Erosionen geschützt oder weiter stromauf verlegt würde und im Randbereich nicht die großen Tiefen vorgehalten werden müßten.

4.3 Handels- und Werfthafen

Der Handelshafen ist der größte offene Tidehafen Bremens am rechten Weserufer. Die Sedimentationsanalysen sind auch für den unterhalb gelegenen Werfthafen in Abb. 12 dargestellt.

Die auswertbaren Zeiträume für den Handelshafen waren durch die im HAFENAMT BREMEN vorliegenden Peilpläne vorgegeben. Die Auflandungen der Hafensohle nehmen von außen nach innen deutlich ab. In den Becken des Übersee-, Holz- und Fabrikenhafens betragen sie weniger als 10 cm/a. 42 % der gesamten Feststoffe sedimentieren vorn im Wendbecken des Handelshafens auf 20 % der Fläche. Dagegen sind es lediglich 17 % der Sedimente, die sich in den hinteren Hafenbecken (Übersee-, Holz- und Fabrikenhafen) auf 52 % der Fläche ablagnen (Abb. 12 und Tafel 2).

Die Geometrie des Werfthafens mit der verhältnismäßig großen Einfahrtsbreite zur Hafenslänge ließ entsprechend ungünstige Sedimentationsverhältnisse erwarten. Die Peilplananalyse belegt dies mit konkreten Zahlenwerten (Abb. 12). Im Vergleich zum Handelshafen wird deutlich, wie die Hafengeometrie und -größe die Sohlenveränderungen beeinflusst. Obwohl im Werfthafen mit einer Solltiefe von $-6,2$ m SKN nur relativ geringe Wassertiefen vorgehalten werden, wurden vor allem im Einfahrtsbereich wiederholt und längerfristig Mindertiefen festgestellt. Die größten Sohlenerhöhungen treten in Einfahrtsmitte mit $q_s = 68$ cm/a auf, dort, wo etwa das Zentrum der Walzenströmungen liegt.

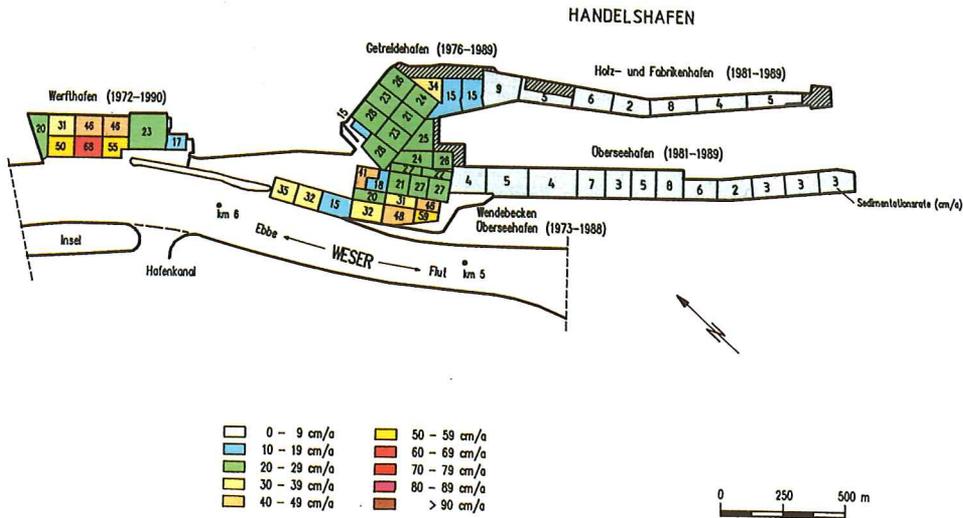


Abb. 12. Mittlere Sedimentationsraten im Handels- und Werfthafen in Bremen

Tafel 2. Mittlere jährliche Sedimentationsraten und -mengen im Handelshafen in Bremen

Handelshafen (s. Abb 12)	Fläche A		Sedimentationsrate q_s		Sedimentationsmenge Q_s	
	m ²	%	cm/a	%	m ³ /a	%
Wendebecken Überseehafen (1973–1988)	107 275	20	31	51	32 752	42
Getreidehafen (1976–1989)	150 399	28	21	34	32 126	41
Überseehafen (1981–1989)	190 409	35	4	7	8 405	11
Holz- und Fabrikenhafen (1981–1989)	90 479	17	5	8	4 563	6
Handelshafen insgesamt	538 562	100	14	100	77 846	100

4.4 Neustädter Hafen

Der Neustädter Hafen in Bremen nimmt eine Sonderstellung ein, weil er mit zwei Zufahrten durch den Vorhafen und den Hafenkanal versehen ist (Abb. 2). Vorhafen und Wendebecken befinden sich damit in einem Stromspaltungsgebiet, durch das erhebliche Tidewassermengen strömen, die im Wendebecken besonders starke Verlandungen verursachen. Nach hydraulischen Modellversuchen des FRANZIUS-INSTITUTS (1989) wird der Wasser-austausch bei geschlossenem Hafenkanal um etwa 60 % gesenkt.

Gemäß Flächenaufteilung haben sich aus den Sedimentationsberechnungen die in Abb. 13 eingetragenen Sedimentationsraten und -verteilungen ergeben. Danach setzen sich im Wendebecken knapp 50 % der Feststoffe auf nur etwa 30 % der gesamten Hafenfläche ab. Mit durchschnittlich 75 cm Auflandungen im Jahr wurde im Wendebecken die höchste Sedimen-

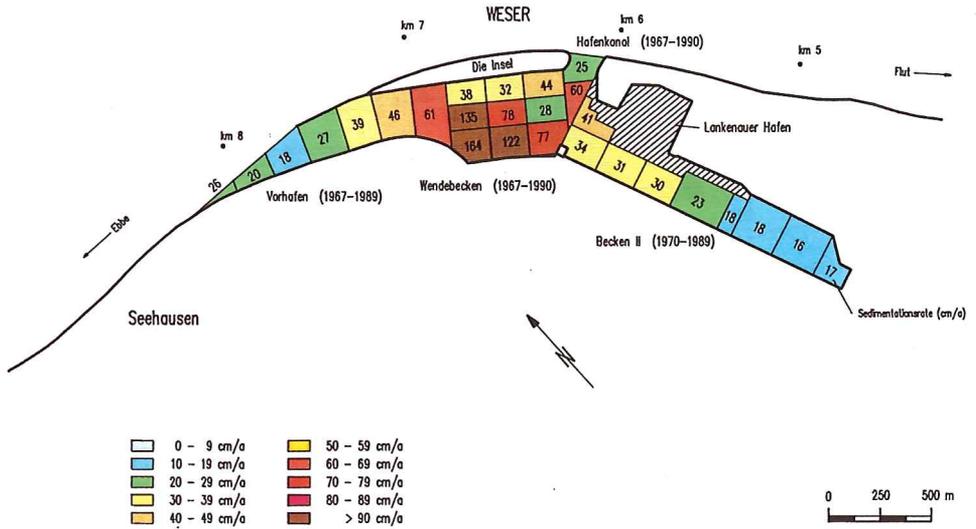


Abb. 13. Mittlere Sedimentationsraten im Neustädter Hafen in Bremen

tationsrate von allen stadtbremischen Hafenanlagen festgestellt. Selbst das im Strom gelegene Wendebecken zum Europahafen verlandet im Mittel weniger stark.

Innerhalb des Vorhafens nimmt die Sedimentation in der Tendenz von außen nach innen zu (Abb. 13). Die ungünstigen Verhältnisse im Wendebecken sind eine Reaktion auf die Strömungen. Der Verlandungsschwerpunkt wurde im Uferbereich gefunden, dort, wo sich nach den Modellversuchen ausgeprägte Flutstromwalzen ausbilden. An der Weserinsel haben die Tidesströmungen eine größere Transportkapazität, so daß dort vergleichsweise niedrige Sedimentationen eintreten.

Selbstverständlich können auch durch Reservebaggerungen Wiederverlandungen nicht verhindert werden. Im Walzenbereich des Wendebeckens durchgeführte Vorratsbaggerungen (1984) haben aber gezeigt, daß der Unterhaltungsaufwand damit verringert werden kann. Durch den tieferen Baggerschnitt wird festeres Material gefördert. Die sich danach absetzenden Stoffe können in den Übertiefen besser konsolidieren. Es braucht damit seltener und weniger gebaggert zu werden. Außerdem wird die festgelegte Sollwassertiefe nicht so häufig unterschritten.

Innerhalb des Beckens II im Neustädter Hafen nimmt die Sedimentation deutlich ab (Abb. 13). Selbst Sohlenvertiefungen um mehrere Meter im hinteren Beckenbereich verursachten keine Auflandungsprobleme.

Insgesamt werden sich die Verhältnisse im Neustädter Hafen künftig grundlegend ändern, da der Hofenkanal zu Beginn des Jahres 1992 geschlossen worden ist. Nach den Modellversuchen des FRANZIUS-INSTITUTS (1989) bildet sich dadurch bei Ebbe keine und bei Flut nur noch eine sehr schwache Walzenströmung im Wendebecken aus. Die Sedimentation wird dort deshalb deutlich geringer werden, sich aber in der Vorhafeneinfahrt erhöhen. Insgesamt wird die Sedimentation und damit das Baggervolumen um rd. 40 % zurückgehen (FRANZIUS-INSTITUT, 1989).

Bei den in dieser Studie berechneten Sedimentationsmengen aufgrund der Peilplananalysen handelt es sich immer um ein Profilaufmaß, das nicht mit dem Baggervolumen nach Schutenaufmaß verglichen werden kann. Nach den Sedimentationsberechnungen ergibt sich

für den Neustädter Hafen insgesamt eine mittlere jährliche Verlandungsmenge von rd. 261 000 m³. Die nach Schutenaufmaß ermittelte Baggermenge beträgt jedoch rd. 390 000 m³/a und liegt somit um etwa 50 % über dem Profilaufmaß. Ähnliche Abweichungen wurden bei einer Untersuchung zu einer Baggerung im Hamburger Hafen festgestellt (FÜHRBÖTER u. MACKE, 1985).

Wenn in Zukunft bei geschlossenem Hafenkanal nur noch etwa 60 % der vorstehend genannten Menge im Neustädter Hafen sedimentieren, müßten danach jährlich 390 000 · 0,4 = 156 000 m³ weniger Baggermassen in Bremen deponiert werden. Das ist eine bedeutende Entlastung, da nur noch in geringem Umfang Flächen zur Hafenschlickunterbringung zur Verfügung stehen.

4.5 Das untere Hafengebiet von Bremen

Die Mittelsbürener Hafenanlagen liegen als Stromanleger am erweiterten rechten Weserufer (Abb. 2 und 14). Aufgrund der Geometrie und den sich daraus ergebenden Strömungsbedingungen sind stärkere Versandungen unabwendbar. Dieser Umstand kann noch verschlechtert werden, wenn im Uferbereich entgegen der natürlichen Morphologie eines Flußquerschnittes große Sohltiefen für die Schiffsliegeplätze geschaffen werden müssen.

Der Vorhafen zur Schleuse Oslebshausen verlandet nur unwesentlich. Die mittlere jährliche Sedimentationsrate beträgt insgesamt lediglich 8 cm/a. Begründet sind die günstigen Verhältnisse mit der geringen Ausbautiefe von - 6,20 m SKN. Dagegen ist die Fahrwassertiefe der Unterweser dort mit - 9,50 m SKN und die Solttiefe im Uferbereich von Osterort I und II mit - 10,50 m SKN festgelegt. Das Sohlenmaterial sedimentiert vornehmlich im unterhalb gelegenen Osterorter Hafen und gelangt dadurch nicht in den Schleusenvorhafen.

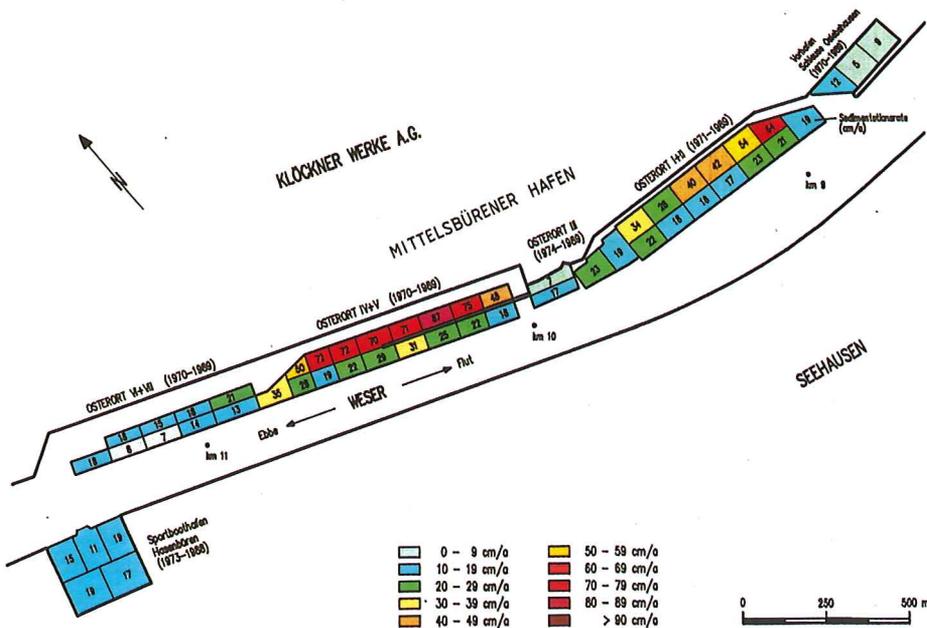


Abb. 14. Mittlere Sedimentationsraten im Bereich des Mittelsbürener Hafens in Bremen

Die mittlere Sedimentationsrate beträgt im Osterorter Hafen I und II insgesamt 30 cm/a. Der Sedimenteintrag findet überwiegend in der einen Meter tiefer als das Fahrwasser ausgebauten Liegewanne am Ufer statt (Abb. 14). Die Sedimentation ist dort mit $q_s = 43$ cm/a überdurchschnittlich. Die starken Verlandungen im verbreiterten und vertieften Weserquerschnitt am rechten Ufer sind wie beim Wendebcken Europahafen eine Antwort auf die dort vorhandenen schwachen Strömungen mit geringer Transportkapazität. Ab 1976 wurden gegenüber anderen Zeiträumen mit vergleichbaren hydrologischen Bedingungen verhältnismäßig starke Auflandungen im Hafen Osterort I und II ermittelt. Ursache dafür waren die Vertiefungen des Fahrwassers während des Weserausbaues, die in dieser Zeit im Bereich Bremens ausgeführt wurden.

Für den Uferbereich von Osterort I und II ist die Abhängigkeit zwischen Sedimentation und Sohlage nachweisbar (Abb. 15). Trotz des schwachen mathematischen Zusammenhanges zeigt sich in der Tendenz, daß die Sedimentationen deutlich mit der Sohltiefe zunehmen.

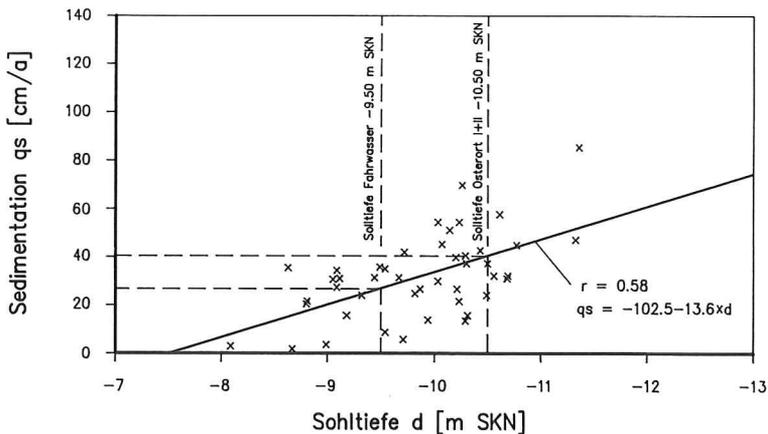


Abb. 15. Sohlage und Sedimentation im Uferbereich von Osterort I und II

In dem von der Schifffahrt nicht genutzten Bereich Osterort III wird von der Hafenbehörde nicht gebaggert, und es werden auch nur sehr unregelmäßig Peilungen durchgeführt. Die Wassertiefen sind hier kleiner als im Fahrwasser der Unterweser. Entsprechend gering ist die Sedimentation (Abb. 14).

Für Osterort IV und V sind mit $-11,50$ m SKN die größten Ausbautiefen des Mittelsbürener Hafens vorgegeben. Dagegen beträgt die Fahrwassersolltiefe der Weser dort nur $-9,40$ m SKN. Aufgrund dieser ungünstigen Tiefenverhältnisse ist die Sedimentation in Osterort IV und V mit durchschnittlich $q_s = 45$ cm/a verhältnismäßig hoch. Auch der Randbereich verlandet mit $q_s = 69$ cm/a bedeutend stärker als in Osterort I und II.

Die in Abb. 16 aufgetragenen Sohlenentwicklungen veranschaulichen, wie die Sollwassertiefen am Strom (Bereich 1 bis 9) noch verhältnismäßig gut vorgehalten werden können. Sehr viel lebhafter sind die Sohlenschwankungen im Randbereich (Abschnitt 10 bis 17). In diesem Zusammenhang ist die Feststellung wichtig, daß der Hafen erst in den achtziger Jahren auf die Solltiefe gebaggert worden ist. Vornehmlich im unteren Hafenabschnitt und im Uferbereich wurden zu Beginn des Auswertungszeitraumes Mindertiefen von mehreren Metern hingenommen (Abb. 16). Die Sedimentation in Osterort IV und V wurde im vertieften Randbereich merklich durch den Unterweserausbau in den siebziger Jahren beeinflußt.

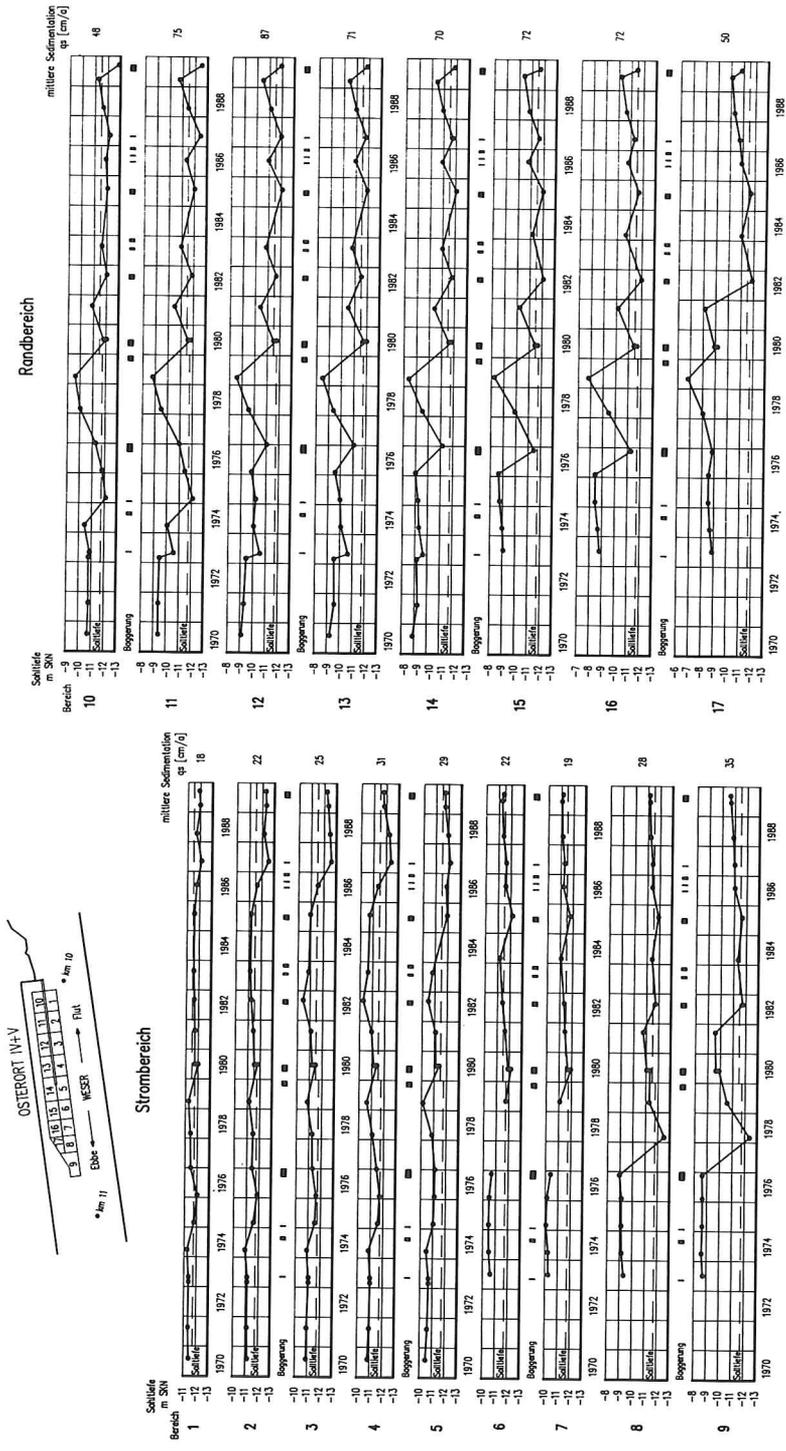


Abb. 16. Sohlenentwicklung im Bereich Osterort IV und V des Mittelsbürener Hafens von 1970 bis 1989

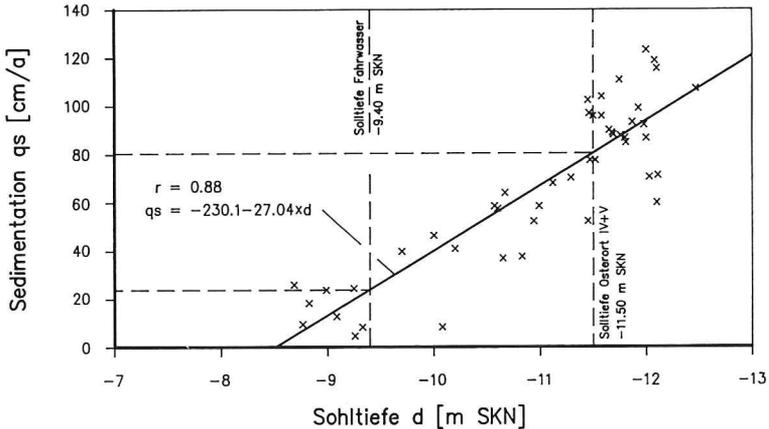


Abb. 17. Sohlage und Sedimentation im Uferbereich von Osterort IV und V (vgl. Abb. 16, Abschnitt 10 bis 17)

Wegen der sehr unterschiedlichen Sohlagen im Auswertungszeitraum konnte mit einer Korrelationsrechnung ein recht guter Zusammenhang zwischen der Sedimentation und den Sohlängen nachgewiesen werden (Abb. 17).

Der Bereich von Osterort VI und VII wird ebenfalls von der Schifffahrt nicht genutzt (Abb. 14). Entsprechend gering ist die mittlere jährliche Auflandung von insgesamt $q_s = 15 \text{ cm/a}$. Der sich selbst überlassene Hafengebiete ist im Randbereich kontinuierlich verlandet, so daß sich dort mit Sohlagen von etwa 3,5 bis knapp 6 m unter SKN wieder ein natürliches Gleichgewicht eingestellt hat.

Dieses Ergebnis verdeutlicht, welcher hoher Unterhaltungsaufwand erforderlich ist, damit die Sohlängen in Osterort I und II und vor allem in Osterort IV und V gehalten werden. Ohne Baggerungen würden sich dort alsbald ähnliche Zustände einstellen wie in Osterort VI und VII.

Im von der Freizeitschifffahrt genutzten Sportboothafen Hasenbüren am linken Weserufer (Abb. 14) werden nur geringe Wassertiefen vorgehalten. Für diesen Hafen lagen wenige Peilpläne und keine Baggereinsatzzeiten vor. Die ermittelten Sedimentationsraten bewegen sich für alle Hafengebiete in der gleichen Größenordnung von unter 20 cm/a .

4.6 Zusammenfassende und vergleichende Betrachtungen

Einen Überblick der für die einzelnen Hafengebiete in Bremen errechneten mittleren Sedimentationsraten und -mengen gibt Tafel 3. Die Gesamtsedimentationsmenge für alle untersuchten Hafengebiete von etwa $Q_s = 572000 \text{ m}^3/\text{a}$ ergibt eine auf die Fläche von rd. 1,9 Mio. m^2 bezogene durchschnittliche Sedimentationsrate von $q_s = 30 \text{ cm/a}$. Für einige Gebiete weist Tafel 3 starke Abweichungen von diesem Mittelwert auf. Die Problembereiche werden mit Abb. 18 auch optisch hervorgehoben.

Die stärksten Sedimentationen wurden im Wendebassin des Neustädter Hafens festgestellt. Dadurch verlandet dieser Hafen auch insgesamt mit 42 cm/a überdurchschnittlich. Durch die inzwischen vorgenommene Schließung des Hafenskanals werden sich die Verhältnisse dort grundlegend ändern, weil durch diese Maßnahme aus dem Stromspaltungsgebiet am linken Weserufer ein echter Tidehafen geworden ist.

Tafel 3. Sedimentationsraten und -mengen in den Hafenanlagen von Bremen

Hafenbereich	Fläche A m ²	Sedimentationsrate		Sedimentationsmenge Q _s m ³ /a
		q _s cm/a		
Hohentorshafen	27 902	22		6 046
Europahafen	143 949	13		19 242
Wendebecken Europahafen	95 230	66		62 607
Handelshafen insgesamt	538 562	14		77 846
Wendebecken Überseehafen	107 275	31		32 752
Getreidehafen	150 399	21		32 126
Überseehafen	190 409	4		8 405
Holz- und Fabrikenhafen	90 479	5		4 563
Werfthafen (Neubauhafen)	115 131	38		44 362
Neustädter Hafen insgesamt	629 023	42		261 639
Vorhafen	117 896	30		35 532
Wendebecken	168 100	75		126 679
Hafenkanal	31 983	43		13 752
Becken II	273 764	23		62 935
Vorhafen Schl. Oslebshausen	19 697	8		1 621
Mittelsbürener Hafen				
Osterort I und II	92 000	30		27 560
Osterort III	31 900	17		5 578
Osterort IV und V	101 550	45		46 210
Osterort VI und VII	67 500	15		9 981
Sportboothafen Hasenbüren	55 480	16		9 685
Summe (Mittelwert)	1 917 924	30		572 377

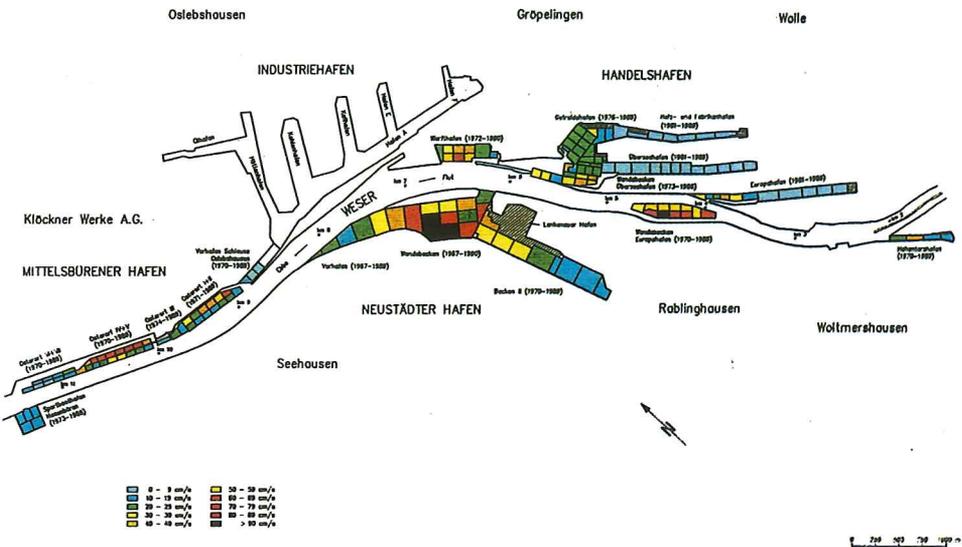


Abb. 18. Sedimentationsverhältnisse in den stadtbremischen Hafengebieten

Das zweite Gebiet mit überdurchschnittlichen Sedimentationen ist das im Strom gelegene Wendebecken des Europahafens (Abb. 18). Solange hier unterhalb der Sohlstufe bei Weser-km 4, vor allem im linken Uferbereich, größere Sollwassertiefen für Seeschiffe vorgehalten werden, müssen die starken Wiederversandungen hingenommen werden.

Als dritter Bereich ist hier noch die Liegewanne von Osterort IV und V zu nennen. Wie vorstehend erläutert, können auch dort die erforderlichen Wassertiefen für die Seeschiffe aufgrund der Morphologie des Flußquerschnittes und der Lage der Liegewanne am ausbuchenden Ufer nur mit verhältnismäßig hohem Unterhaltungsaufwand vorgehalten werden.

Mit einer vergleichenden Betrachtung wird im folgenden gezeigt, wie sich der Unterweserausbau oder außergewöhnliche Zustände wie der Weserdurchbruch auf die Sedimentation in den stadtbremischen Hafengebieten ausgewirkt haben. Dazu wurden einige Hafenanlagen, für die langfristig genug Peilungen vorlagen, für verschiedene Zeitabschnitte betrachtet.

Die Jahre 1976 bis 1982, in die der Unterweserausbau bei Bremen und der Weserdurchbruch fielen, wurden dazu von den davor und danach liegenden Zeiträumen getrennt ausgewertet. Das Untersuchungsergebnis zeigt, daß im mittleren Zeitraum überall höhere Auflandungen zu verzeichnen waren (Abb. 19).

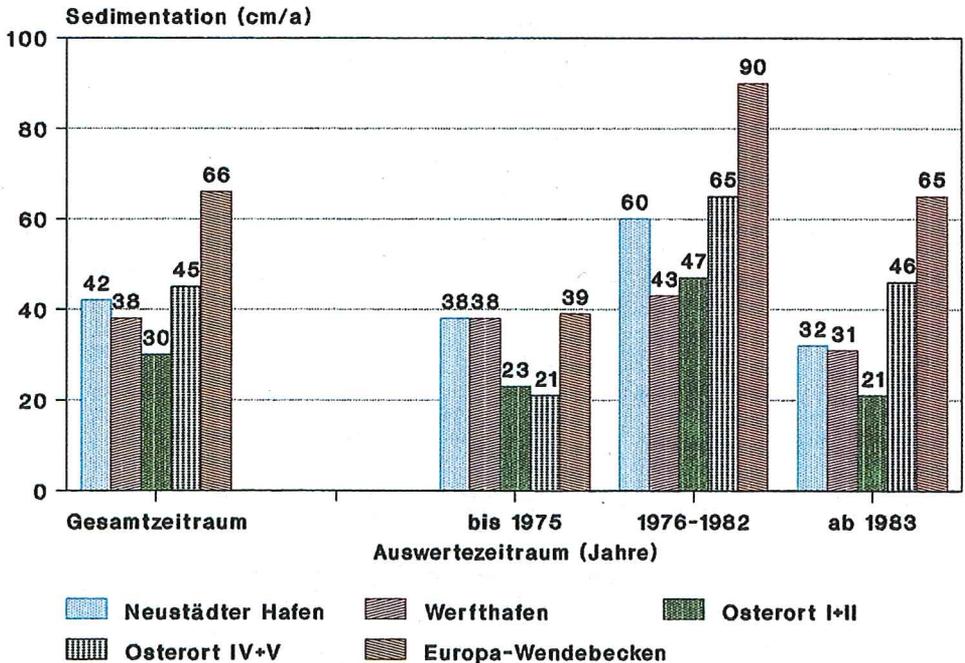


Abb. 19. Sedimentationen in einigen stadtbremischen Häfen für verschiedene Auswertzeiträume

Im Neustädter Hafen, dem Werfthafen und Osterort I und II waren die Verhältnisse vorher und nachher etwa gleich. Das Wendebecken Europahafen und Osterort IV und V verlandeten in der letzten Phase (ab 1983) bedeutend stärker als bis 1975. Die Gründe dafür wurden vorstehend mit den Sohlenentwicklungen erläutert (Abb. 9 und 16). Verantwortlich für die höheren Versandungen sind die größeren Ausbautiefen am Fahrwasserrand bzw. in der Liegewanne im letzten Beobachtungszeitraum.

Das Balkendiagramm in Abb. 19 erklärt auch, weshalb es nicht möglich ist, hinreichende

mathematische Zusammenhänge zwischen den natürlichen hydrologischen Einflußgrößen und der Sedimentation nachzuweisen. Abgesehen von den gegenläufigen Einflüssen aus Tidegeschehen und Schwebstoffangebot sind zum einen die großen Peilintervalle dafür verantwortlich. Zum anderen dominierten Ereignisse wie der Weserdurchbruch oder die Ausbaumaßnahmen das Geschehen.

Die mittlere Sedimentationsrate von $q_s = 30$ cm/a für die Hafenanlagen in Bremen liegt in der gleichen Größenordnung wie im ebenfalls oberhalb des Brackwassergebietes gelegenen Hamburger Hafen. Nach CHRISTIANSEN und KAMPS (1985) sedimentieren dort auf rd. 5 Mio. m² Fläche etwa 1,1 Mio. m³ Feststoffe im Jahresdurchschnitt. Das entspricht einer Sedimentationsrate von $q_s = 22$ cm/a. Die ungünstigsten Verhältnisse herrschen dort im Köhlfleethafen mit $q_s = 44$ cm/a. Eine bauliche Maßnahme, eine Umlenkwand in der Hafeneinfahrt, beeinflusst jetzt die Strömungen so, daß dort der Schlickfall im Hafen vermindert wird (CHRISTIANSEN/KIRBY, 1991).

Mit der Baumaßnahme im Neustädter Hafen von Bremen ist auch dort ein wichtiger Schritt zur Minderung des Feststoffeintrages gemacht worden, so daß sich die Sedimentationsraten in Hamburg und Bremen noch mehr angleichen werden. Wichtig ist in diesem Zusammenhang die Feststellung, daß die Auflandungen in den beiden außerhalb des Salzwassereinflusses der Nordsee gelegenen Häfen insgesamt in einer Größenordnung von zwei bis drei Dezimetern liegen.

Für keinen anderen Hafen konnten in diesem Vorhaben mehr einzelne Hafenbecken analysiert werden als für Bremen. Wegen der in sich gleichen äußeren Randbedingungen sollen deshalb abschließend einige Überlegungen zum Einfluß der Hafengeometrie auf die Sedimentation angestellt werden.

Unabhängig von der Wassertiefe im Hafenbecken und seiner Lage zum Strom wurde hier in einem ersten Schritt versucht, Beziehungen zwischen der mittleren Sedimentationsrate q_s und dem Verhältnis von Einfahrtbreite zu Hafentlänge B/L aufzuzeigen. Dabei sind auch die ausgebauten Osterorter Häfen in die Überlegungen mit einbezogen worden. Wegen seiner besonderen Grundrißform wurde für den Handelshafen die äquivalente Hafentlänge nach FÜHRBÖTER/WITTE (1988) bestimmt. Das Berechnungsergebnis für die Hafenbecken in Bremen (Abb. 20) zeigt trotz der vereinfachenden Annahmen einen sehr deutlichen Zusammenhang zwischen Hafengeometrie und Sedimentation in Übereinstimmung mit grundsätzli-

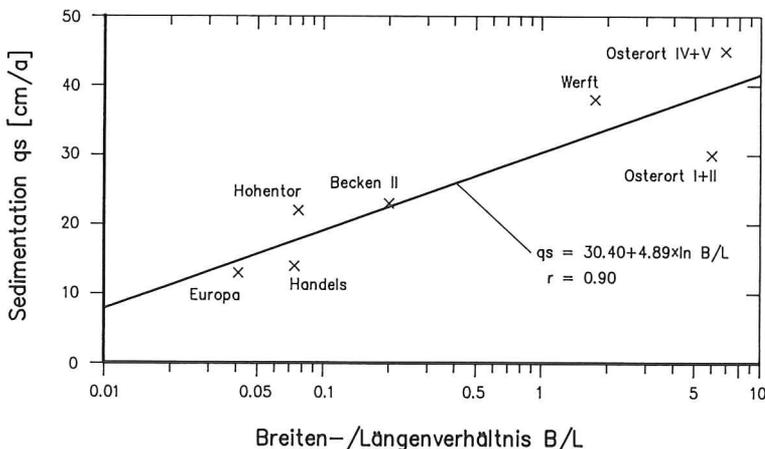


Abb. 20. Einfluß des Breiten-/Längenverhältnisses der Hafenbecken in Bremen auf die Sedimentationen

chen, theoretischen Überlegungen und Modellversuchen (FÜHRBÖTER/WITTE, 1988; BRINKMANN, 1990). Die Hafengebiete mit großen Längenausdehnungen und kleinen Einfahrtsquerschnitten verhalten sich deutlich weniger als umgekehrt.

Dieses für Bremen gefundene, quantitative Ergebnis darf jedoch nicht verallgemeinert werden. So herrschen z. B. im Stromspaltungsgebiet der Hamburger Hafenanlagen bereits ganz andere äußere Randbedingungen. Völlig andere Verhältnisse liegen in den Brackwasserhäfen vor, wie es die folgenden Ausführungen zeigen werden.

5. Häfen im Brackwasser- und Küstengebiet

5.1 Randbedingungen

Die Häfen an den deutschen Tideflüssen unterliegen unterschiedlichen Randbedingungen. Die Küstenmorphologie und verschiedene Ausbaustände der einzelnen Flüsse bewirken voneinander abweichende Tidehübe. Die mittleren Tideverhältnisse, das Oberwasser und die Fahrwassertiefen der deutschen Tideflüsse sind in Tafel 4 zusammengestellt worden. Die mittleren Wasserstände in Brunsbüttel sind für 1977/89 nach den Planunterlagen des WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES BRUNSBÜTTEL berechnet worden. Für Wilhelmshaven wurde mit 375 cm der größte, für Brunsbüttel mit 281 cm der kleinste Tidehub festgestellt.

Tafel 4. Tidewasserstände und Oberwasser für die untersuchten Häfen
*Tidewasserstände 1977/89

Hafen	Gewässer mit Ausbaustand Fahrwasser m SKN	Tidewasserstände 1971/80			Oberwasser Q_0 m ³ /s
		Thw cm a.P.	Tnw cm a.P.	Thb cm	
Emden	Ems - 8.50	636	326	310	77 (1941/80)
Wilhelmshaven	Jade -18.50	673	298	375	----
Bremerhaven	Unterweser - 9.00	667	305	362	313 (1941/80)
	Außenweser -12.50				
Cuxhaven	Untereibe -13.50	645	350	295	717 (1926/85)
Brunsbüttel	Untereibe -13.50	*649	*368	*281	717 (1926/85)
Büsum	Nordsee	653	326	327	----

Über die Salzgehaltsverteilungen in den Brackwassergebieten der deutschen Tideflüsse gibt es zahlreiche Abhandlungen. Beispielhaft seien hier die Arbeiten von SCHULZE (1990) für die Ems, von BARG (1979) für die Weser oder von SIEFERT (1970; 1976) für die Elbe genannt. Nach CASPERS (bei SCHULZE, 1980) können die Brackwasserregionen in einem Ästuar in folgende Abschnitte eingeteilt werden:

Bereich	Salzgehalt ‰
Meerwasser	> 30
polyhalines Brackwasser	30 bis 18
mesohalines Brackwasser	18 bis 5
oligohalines Brackwasser	5 bis 0,5
Süßwasser	< 0,5

Die Wasserstände sind im Mündungsbereich der Tideflüsse nahezu unabhängig von der Größe der Oberwasserabflüsse. Es bestehen jedoch eindeutige Zusammenhänge zwischen Oberwasser und Salzgehalt. Danach können die in dieser Grundlagenstudie untersuchten Häfen verschiedenen Brackwasserregionen zugeordnet werden.

Die Einfahrt zum Emdener Seehafen liegt etwa 6 km unterhalb der Meßstelle Pogum. Aus den vom NIEDERSÄCHSISCHEN HAFENAMT zur Verfügung gestellten Daten wurden Monatsmittelwerte der Leitfähigkeiten bestimmt und nach SCHULZE (1988) auf die entsprechenden Salzgehalte umgerechnet. Aus der Korrelation zwischen Salzgehalt und Oberwasser der Ems ergab sich der in Abb. 21 dargestellte Zusammenhang.

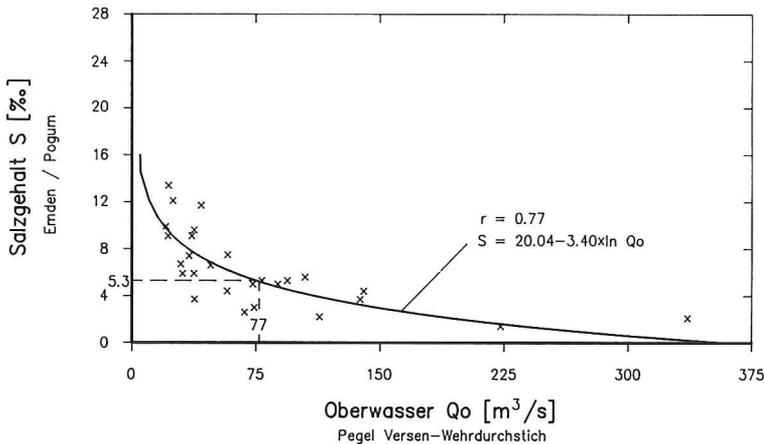


Abb. 21. Mittlere Salzgehalte in der Ems bei Emden und Oberwasser (Monatsmittelwerte), Messungen aus den Jahren 1986/89

Für mittlere Abflußverhältnisse kann demnach Emden dem oberen Brackwasserbereich, der oligohalinen Zone, zugeordnet werden. Bei langanhaltenden, sehr niedrigen Abflüssen verschiebt sich die Brackwasserzone deutlich nach oben. Bei Kenterung des Flutstromes wurden dann Salzgehalte von mehr als 25 ‰ gemessen, die zur Ebbestromkenterung nur auf rd. 10 ‰ bis 15 ‰ zurückgingen (SCHULZE, 1990). Für die durchschnittliche Sedimentation sind mehr die mittleren Abfluß- und Salzgehaltsverhältnisse verantwortlich. Mit 5,3 ‰ Salzgehalt liegt Emden in der Trübungszone des Emsästuars mit entsprechend hohen Auflandungen durch den Vermischungsvorgang zwischen Meer- und Flußwasser.

Ganz anders sind die Verhältnisse in der Jade bei Wilhelmshaven. Nach Messungen des WSA WILHELMSHAVEN liegt der mittlere Salzgehalt bei 29 ‰ mit nur geringen Schwankungen, so daß man dort, ähnlich wie bei Büsum, von Meerwasserbedingungen ausgehen kann.

Für Bremerhaven wurden aus Tagesmitteln der Leitfähigkeiten des Weserwassers die zugehörigen Salzgehalte berechnet und die monatlichen Mittelwerte denen des Oberwassers gegenübergestellt (Abb. 22). Das Ergebnis stimmt recht gut mit den Untersuchungen von BARG (1979) überein. Mit 8,6 ‰ Salzgehalt bei mittleren Abflüssen am Pegel Intschede befindet sich das Untersuchungsgebiet von Bremerhaven nach der vorstehenden Einteilung im mesohalinen Brackwasser.

Für die Elbe lagen bei Tidehoch- und Tideniedrigwasser gemessene Salzgehalte für Brunsbüttel und Cuxhaven vor.

Die Auswertungen (Abb. 23 und 24) zeigen wie bei SIEFERT (1976), daß Brunsbüttel bei

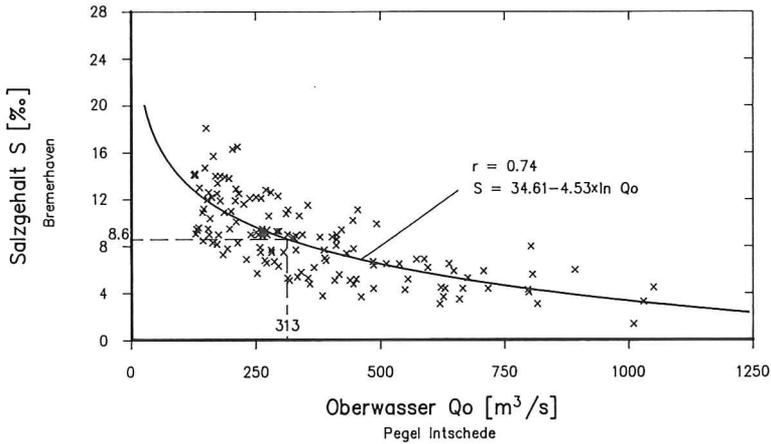


Abb. 22. Mittlere Salzgehalte in der Weser bei Bremerhaven und Oberwasser (Monatsmittelwerte), Messungen von Juli 1977 bis März 1990

mittlerer Oberwasserführung der Elbe dem oberen und Cuxhaven mehr dem unteren Brackwasserbereich (mesohaline bis polyhaline Zone) zuzuordnen ist. Bei hohen Abflüssen sind die für Brunsbüttel ermittelten Werte von $S < 0,5 ‰$ äußerst gering und damit dem Süßwasserbereich zuzuordnen. In Cuxhaven sinken die mittleren Salzgehalte nicht unter $9 ‰$.

Vergleichbare Verhältnisse wie in der Elbe bei Brunsbüttel herrschen bei Emden und Bremerhaven. Deshalb sind dort höhere Schlickfallraten zu erwarten als in Cuxhaven oder in den dem Meerwasser zuzuordnenden Häfen Wilhelmshaven und Büsum.

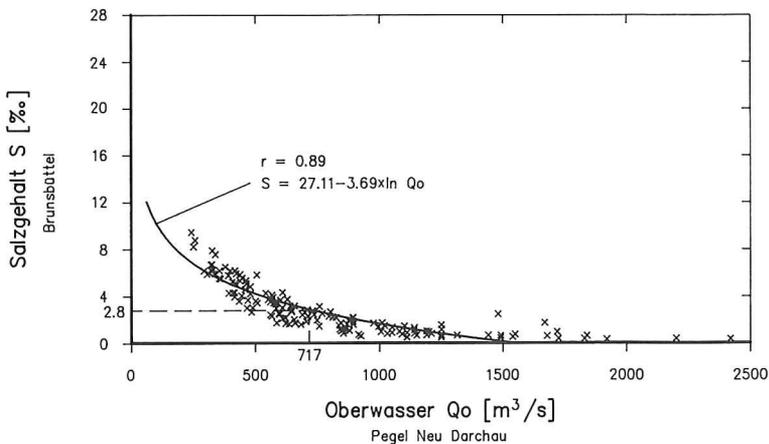


Abb. 23. Mittlere Salzgehalte in der Elbe bei Brunsbüttel und Oberwasser (Monatsmittelwerte), Messungen von Juni 1977 bis Dezember 1989

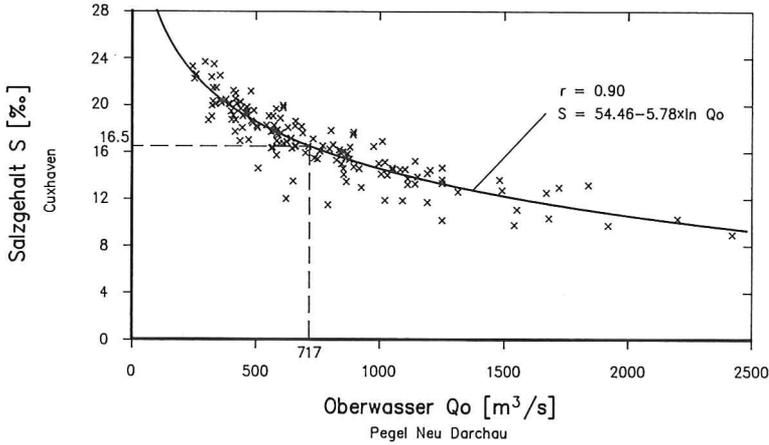


Abb. 24. Mittlere Salzgehalte in der Elbe bei Cuxhaven und Oberwasser (Monatsmittelwerte), Messungen von Januar 1977 bis Dezember 1989

5.2 Emden

Im Vorhafen von Emden ist die Sollwassertiefe auf $-9,60$ m SKN und im Außenhafen auf $-8,50$ m SKN festgelegt worden (Abb. 25). Im inneren Außenhafen nehmen die Wassertiefen im Bereich der Erweiterung bis zur Schleuse auf $-3,8$ m SKN ab. Insgesamt wurden Peilungen von 1981 bis 1989 ausgewertet. Zu Beginn des Auswertungszeitraumes wurden die Unterhaltungsarbeiten durch das zuständige NIEDERSÄCHSISCHE HAFENAMT EMDEN mit

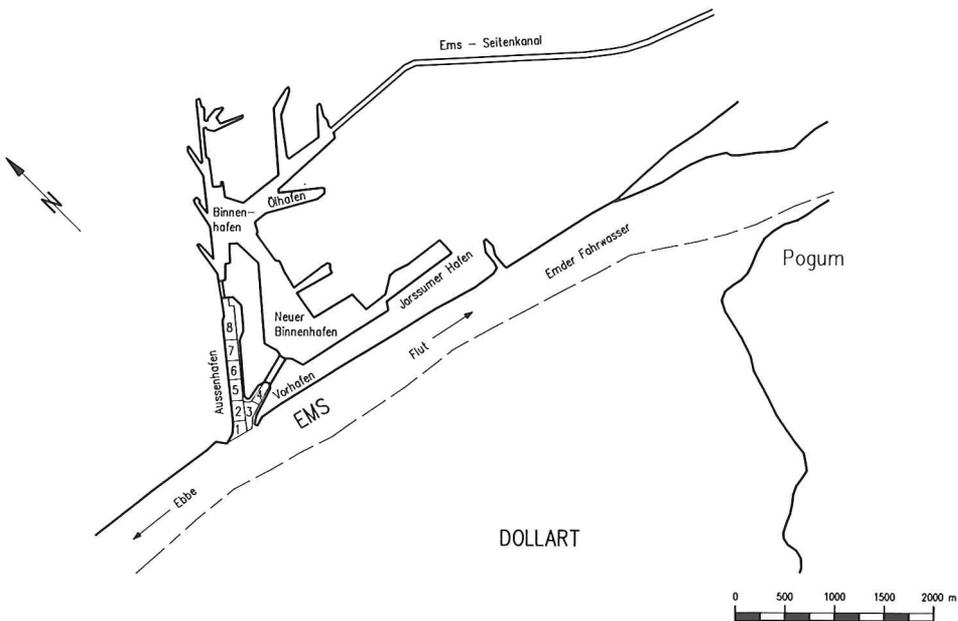


Abb. 25. Hafenanlagen in Emden, Lageplan

Eimerkettenbaggern durchgeführt. Seit Mitte 1983 werden die Baggerungen vergeben und die Solltiefen der Hafensohle im Rahmen eines Pflegevertrages in fast ständigem Einsatz mit Hopperbaggern erhalten. Mit dem Eimerkettenbagger wurde früher versucht, durch Übertiefen Reserve für die Wiederverlandungen zu schaffen, dagegen werden heute mit dem Hopperbagger nicht so tiefe Schnitte durchgeführt.

Zu den verschiedenen Baggerstrategien ist folgendes zu bemerken. In den Brackwasserhäfen ist der Übergang zur Sohle fließend, weil sich im sohnahen Bereich verflüssigter Schlick (fluid-mud) mit geringer Dichte bildet. Deshalb wird mit tieferen Baggerschnitten mehr festes Sohlenmaterial gefördert. In den so geschaffenen Reservetiefen kann sich das neu eintreibende Material problemloser ablagern und verfestigen. Umgekehrt wird bei dem Versuch, eine bestimmte Solltiefe zu halten, mehr verflüssigtes Sohlenmaterial gebaggert. So lag die mittlere jährliche Baggermenge (Hopperaufmaß) im Vor- und Außenhafen von Emden, als nicht auf Vorrat gebaggert wurde (Erhalt der Solltiefen), bei insgesamt längeren Baggereinsatzzeiten um etwa 50 % höher. Dieses Ergebnis läßt den Schluß zu, daß Baggerungen von Übertiefen die wirtschaftlichere Methode sind. Im übrigen sind die berechneten Sedimentationsraten und -mengen (Profilaufmaß) auch in den Brackwasserhäfen nicht mit den Baggermengen (Schuten- oder Hopperaufmaß) vergleichbar.

Die mittlere Sedimentationsrate im Außen- und Vorhafen von Emden beträgt $q_s = 233$ cm/a. Sie liegt damit um etwa eine Zehnerpotenz höher als in Bremen oder Hamburg. Besonders hohe Auflandungen finden im inneren Bereich des Außenhafens mit bis zu über 4 m/Jahr statt. Dies ist auf die ungünstige Lage des Hafens im Brackwasserbereich der Ems zurückzuführen. Der Vorhafen verlandet im Einfahrtbereich stärker als oberhalb davon (Abb. 26). Eine mögliche Ursache können die dort auftretenden Walzenströmungen sein. Für

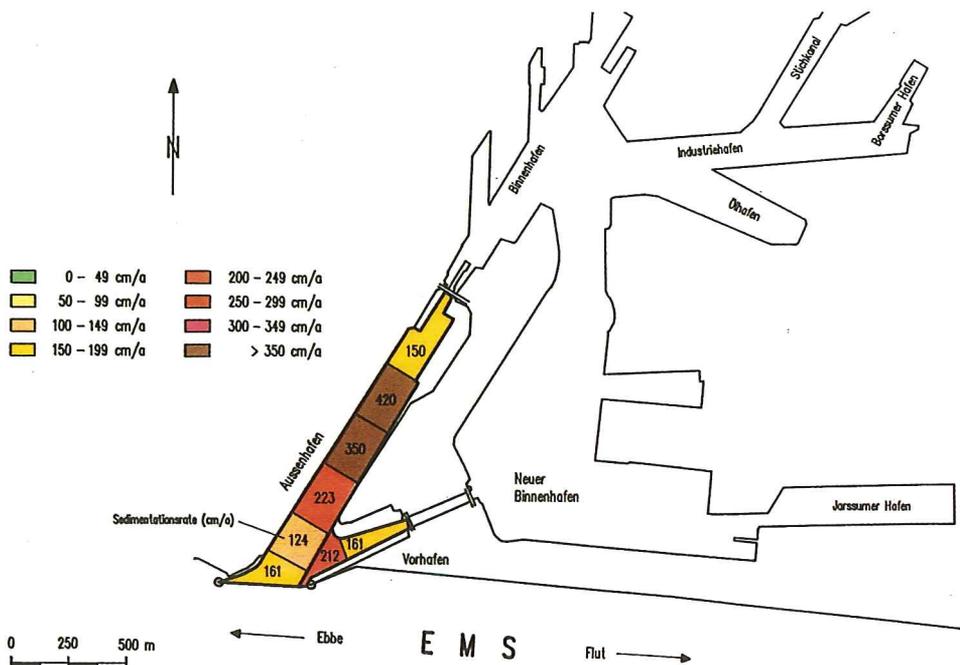


Abb. 26. Mittlere Sedimentationen im Außen- und Vorhafen von Emden (1981/89)

die farbige Darstellung wurden bei Emden und den folgenden Häfen einheitlich Intervalle von 0,5 m/a gewählt.

Aufgrund der kurzen Peilabstände war es möglich, die Sedimentation getrennt nach hydrologischen Sommer- und Winterhalbjahren auszuwerten. Die durchschnittliche Sommer-rate ist für Emden mit $q_s = 245 \text{ cm/a}$ höher als im Winter ($q_s = 201 \text{ cm/a}$). Im inneren Außenhafen werden im Sommer – auf das Jahr extrapolierte – Sedimentationen von bis zu rd. 500 cm/a erreicht. Die größeren Werte im Sommerhalbjahr sind mit den dann vorhandenen höheren Schwebstoffgehalten geklärt, da durch steigende Wassertemperaturen die Biomassenproduktion im Frühjahr zunimmt (GREISER, 1988). Diese biologischen Prozesse sind offenbar auch ein Grund dafür, daß für die Häfen im Brackwasser- und Küstengebiet noch keine mathematischen Zusammenhänge zwischen gewässerkundlichen Daten und Sedimentationen ermittelt werden konnten.

5.3 Wilhelmshaven

Der dem Salzwasserbereich zuzuordnende Vorhafen zur Seeschleuse in Wilhelmshaven wurde von 1974 bis 1990 auf das Sedimentationsverhalten untersucht (Abb. 27). Für den Gesamtzeitraum beträgt die durchschnittliche Auflandung im Vorhafen $q_s = 152 \text{ cm/a}$. Das entspricht einer Sedimentationsmenge von $Q_s \approx 1,1 \text{ Mio. m}^3/\text{a}$. Die Auflandungen liegen damit deutlich unter dem im oberen Brackwassergebiet gelegenen Emder Hafen. Die Sedimentationsverteilungen im Vorhafen zur Seeschleuse veranschaulicht Abb. 28. Deutlich ist die Abnahme innerhalb des Vorhafens zu erkennen.

Für Wilhelmshaven kann beispielhaft mit der Sohlenentwicklung im Neuen Vorhafen erläutert werden, wie die gewählte Baggermethode den Unterhaltungsaufwand beeinflusst

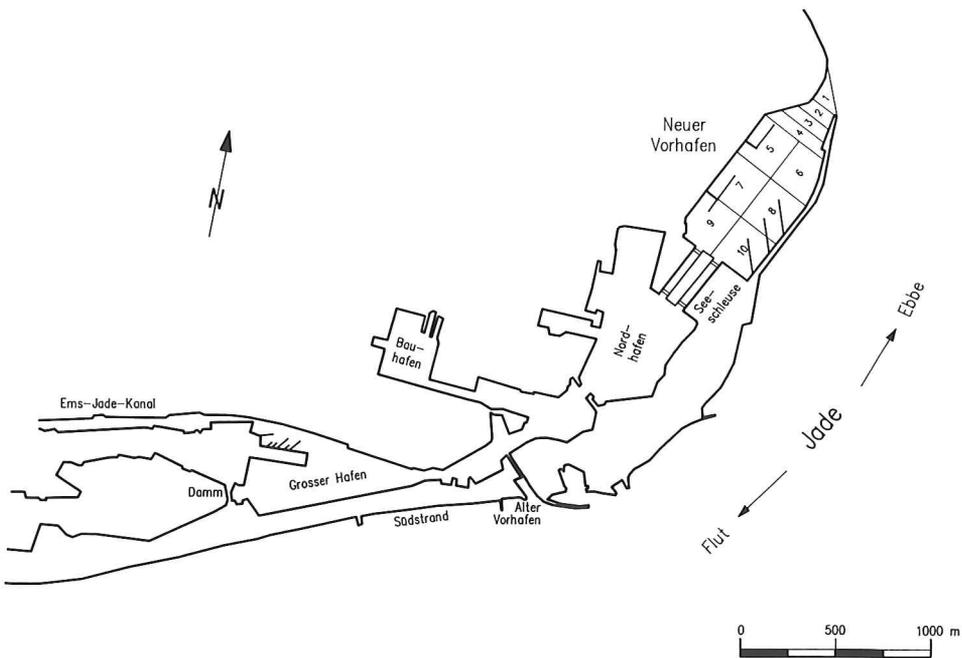
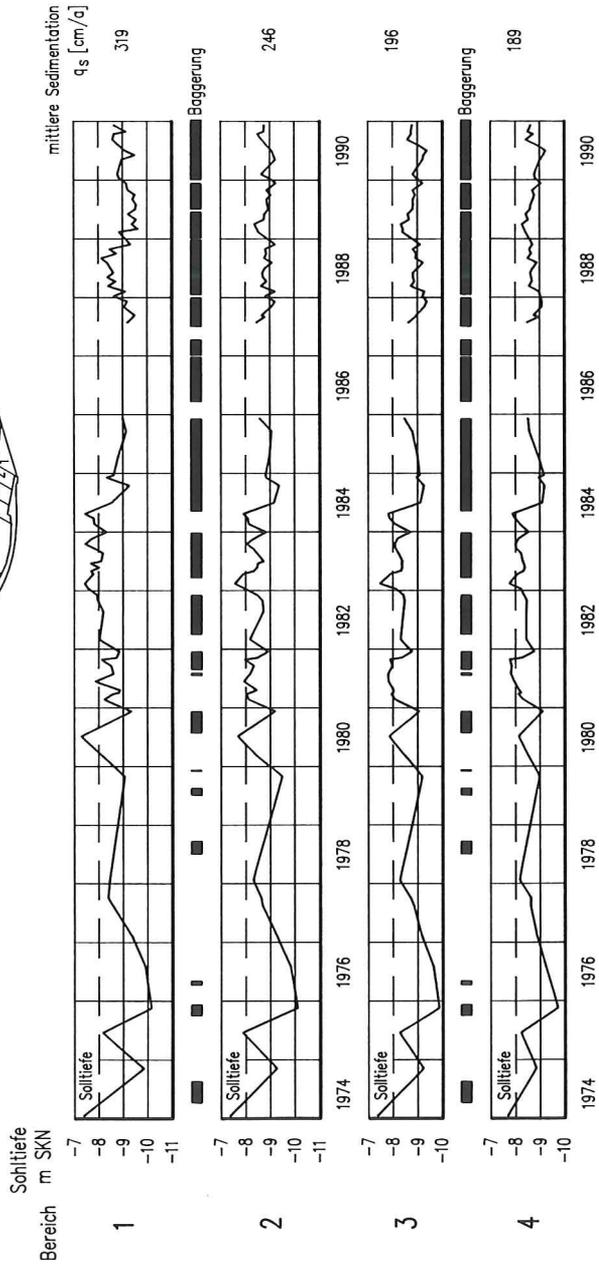
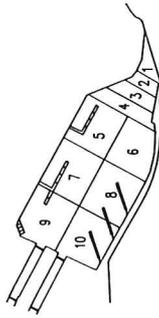


Abb. 27. Hafenanlagen in Wilhelmshaven, Lageplan



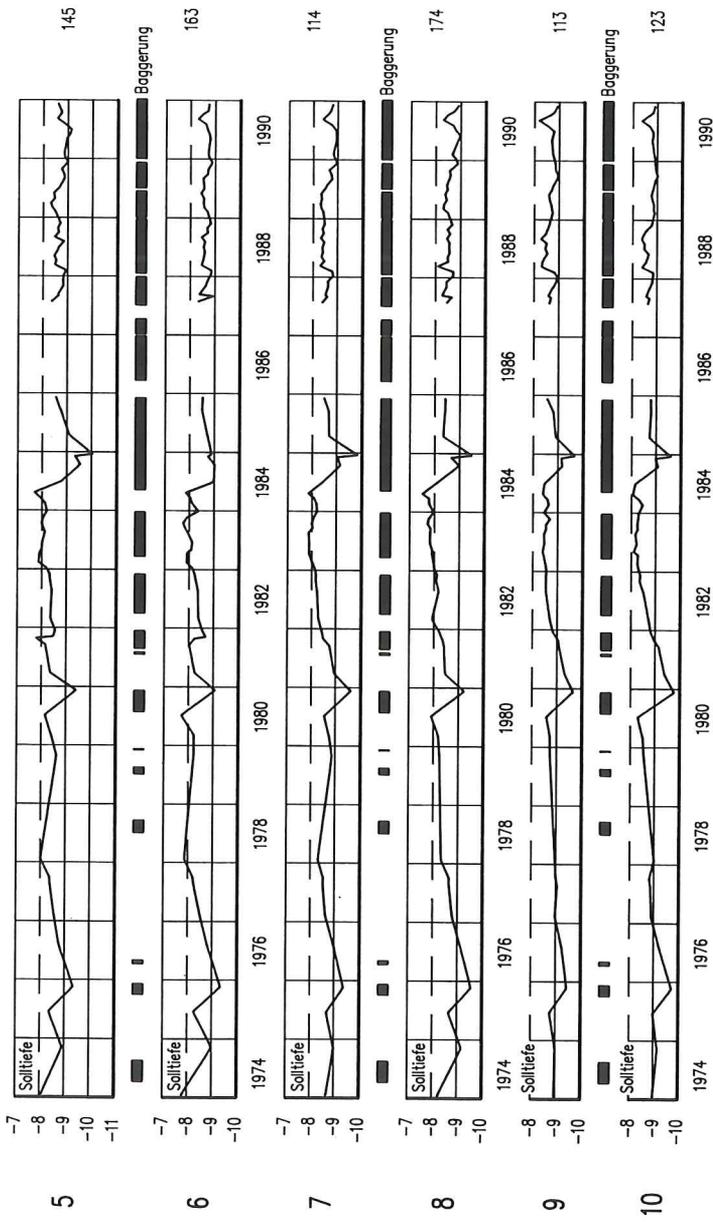


Abb. 29. Sohlenentwicklung im Neuen Vorhafen von Wilhelmshaven von 1974 bis 1990

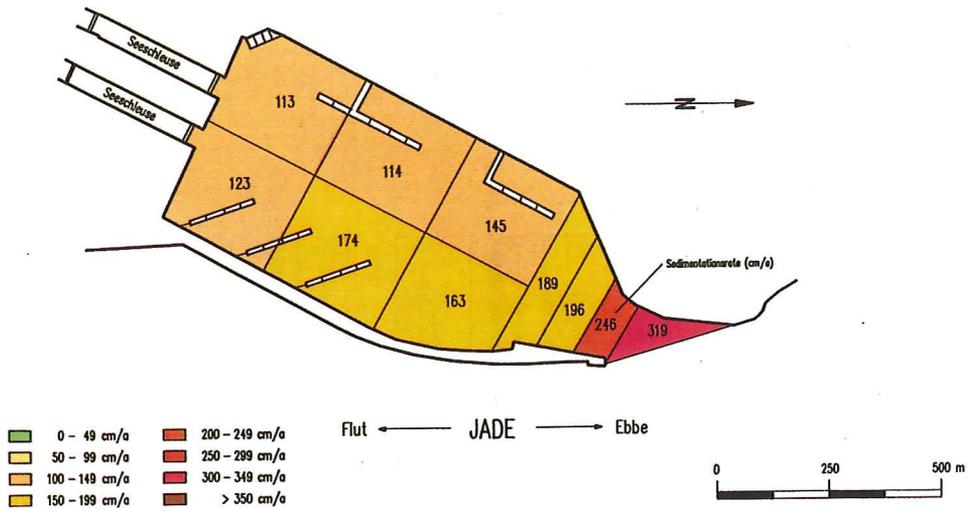


Abb. 28. Mittlere Sedimentationen im Neuen Vorhafen von Wilhelmshaven (1974/90)

(Abb. 29). Bis einschließlich 1980 wurden mit relativ wenigen Baggereinsatzzeiten (Eimerkettenbagger i. M. 2,5 Monate/Jahr) wiederholt Übertiefen von bis zu mehreren Metern geschaffen. Die zugehörige Sedimentationsrate beträgt für den gesamten Vorhafen für 1974/80 lediglich $q_s = 67 \text{ cm/a}$ und liegt damit erheblich unter dem für den Gesamtzeitraum ermittelten Wert von $q_s = 152 \text{ cm/a}$.

Nach 1980 wurde versucht, die Solltiefe im Vorhafen zu halten. Die Baggereinsatzzeiten (Hopperbagger) verlängerten sich erheblich. Von 1981 bis 1985 waren die Geräte durchschnittlich 8 Monate und ab 1988 fast ständig im Einsatz. Die Baggermengen waren 1981/90 2,4 mal so hoch wie im davor liegenden Zeitraum. Die berechnete Sedimentationsrate liegt mit $q_s = 171 \text{ cm/a}$ ebenfalls entsprechend hoch. Außerdem traten nach 1980 wiederholt Mindertiefen auf, was davor nicht der Fall war (Abb. 29).

Wie bei den Hafenanlagen von Emden zeigt sich für Wilhelmshaven, daß Vorratsbaggerungen mit Reservetiefen den Baggeraufwand günstig beeinflussen. Der Unterhaltungsaufwand kann damit offenbar ganz erheblich eingeschränkt werden. Die Geräte sind nicht so häufig einzusetzen und gleichzeitig wird das Baggerolumen deutlich verringert.

Die hohen Aufladungen in Verbindung mit den häufigen Baggereinsätzen können hier nicht abschließend geklärt werden. Es ist denkbar, daß die ständigen Eingriffe in den verflüssigten Schlick (fluid-mud) der Übergangszone zur festeren Hafensohle ungewollte biologische Prozesse bei den Mikroorganismen bewirken, indem Sauerstoff gelöst und zusätzlich Biomasse produziert wird. Vielleicht wird aber auch lediglich die sohlennahe Schlickschicht mehr mit Wasser verdünnt, so daß sich die fluid-mud-Zone vergrößert. Dieser Bereich mit weichen bis flüssigen Schlickablagerungen ist für die Schifffahrt von besonderer Bedeutung. In dem Übergang zur festen Sohle liegt bei einer Dichte von $1,15$ bis $1,2 \text{ t/m}^3$ die nautische Wassertiefe (ROOVERS, 1988).

Zusammenfassend wird festgestellt, daß die Sedimentationen in Wilhelmshaven deutlich niedriger sind als im Brackwasserbereich der Ems bei Emden. In beiden Häfen kann der Unterhaltungsaufwand offenbar durch Reservebaggerungen erheblich eingeschränkt werden.

5.4 Bremerhaven

Die Unterhaltungsbaggerungen in den Vorhäfen zum Überseehafen in Bremerhaven (Abb. 30) werden durch den Einsatz von mechanischen Schlickeggen ergänzt. Die Hafensohle kann durch intensives Eggen zeitweise gehalten bzw. sogar vertieft werden. Dies wurde erreicht, wenn im Vorhafen zur Nordschleuse mit zwei Schleppern in je zwei Schichten gearbeitet wurde. Positive Auswirkungen der mechanischen Egge waren vor allem in den Wintermonaten zu erkennen.

Anhand der Sohlenentwicklungen und Baggereinsatzzeiten zeigte sich auch für die Vorhäfen in Bremerhaven, daß es insgesamt wirtschaftlicher ist, Reservebaggerungen mit Übertiefen durchzuführen. Der Einsatz von Großgeräten nur zum Erhalt der Solltiefe erfordert auch dort längere Einsatzzeiten und ergibt größere Fördermengen. Im Vorhafen zur Nordschleuse wurde z. B. 1985 und 1986 durch je zwei Baggereinsätze im Frühjahr und Herbst auf Vorrat gebaggert. Dabei wurden die Solltiefen besser freigehalten als 1982/83 mit etwa 50 % längeren und häufigeren Baggereinsätzen. Die Baggermengen waren 1982/83 ebenfalls etwa 1,5 mal so hoch wie 1985/86.

Alternativ zu den herkömmlichen Methoden bietet sich z. B. auch für die Räumung der Vorhäfen in Bremerhaven die Methode der Wasserinjektionen an. Dabei wird über eine Diffusorleitung Druckwasser in die Sohle eingetragen und das Material in einer darüberliegenden Schicht in Suspension gebracht. Die Schichtdicke hängt von der Wasserzugabe und dem zu lösenden Material ab und beträgt nach ESTOURGIE (1988) 1 bis 3 m. Der verflüssigte Schlick hat eine höhere Wichte als das umgebende Wasser, wodurch eine Dichteströmung entsteht, mit der das suspendierte Material transportiert wird. Eine einfache hydrostatische Überlegung mag dies veranschaulichen (Abb. 31).

Aufgrund der geringen Viskosität sind die Reibungskräfte F_R gegenüber der hydrostatischen Druckkraft F gering, so daß die Suspensionsschicht zu fließen beginnt. Die erreichbaren Transportwege sind von der Zusammensetzung des bewegten Sohlenmaterials abhängig. Der in den Brackwasserhäfen sedimentierende Schlick mit überragenden Schlämmerkornanteilen bleibt dabei länger in Suspension als gröbere Sedimente. Für „Injektionsbaggerungen“ sind damit günstige Voraussetzungen geschaffen.

Eine Probegaggerung vom Juni 1990 im Vorhafen der Kaiserschleuse mit Wasserinjektionen hat gezeigt, daß damit in kurzer Zeit Sohlenvertiefungen von mehreren Metern möglich sind. Die Unterhaltungsarbeiten könnten danach allein mit Wasserinjektionen durchgeführt werden. Der Einsatz von Baggern und der mechanischen Egge wäre nicht mehr erforderlich. Wasserinjektionsgeräte arbeiten geräusch- und energieärmer als Eimerkettenbagger. Sie sind außerdem beweglicher, so daß auch Randbereiche und Winkel erreicht werden. Durch die Rückverlagerung der Sedimente in den Tidestrom entfällt zusätzlich der Transport des Baggergutes in Schuten oder das Verbringen an Land.

Die beiden Vorhäfen ähneln sich in ihrer Geometrie und der Lage zum Tidestrom. Aufgrund der geringeren Einfahrtsbreite und dem günstigeren Breiten-/Längenverhältnis wurden für den Vorhafen zur Kaiserschleuse geringere Sedimentationen als vor der Nordschleuse erwartet. Die Auswertung der Peilpläne des HANSESTADT BREMISCHEN AMTES BREMERHAVEN ergab jedoch umgekehrte Ergebnisse (Abb. 32). Die größeren Auflandungen finden mit insgesamt $q_s = 294 \text{ cm/a}$ vor der Kaiserschleuse statt. Der Vorhafen zur Nordschleuse hat dagegen eine vergleichsweise geringe Sedimentationsrate von im Mittel $q_s = 211 \text{ cm/a}$. In beiden Vorhäfen nehmen die Verlandungen zu den Außenhäuptern der Schleusen hin ab. Insgesamt gesehen sind die Verhältnisse mit dem Brackwasserhafen in Emden vergleichbar. Die Verlandungen in Bremerhaven sind auch beträchtlich größer als in dem

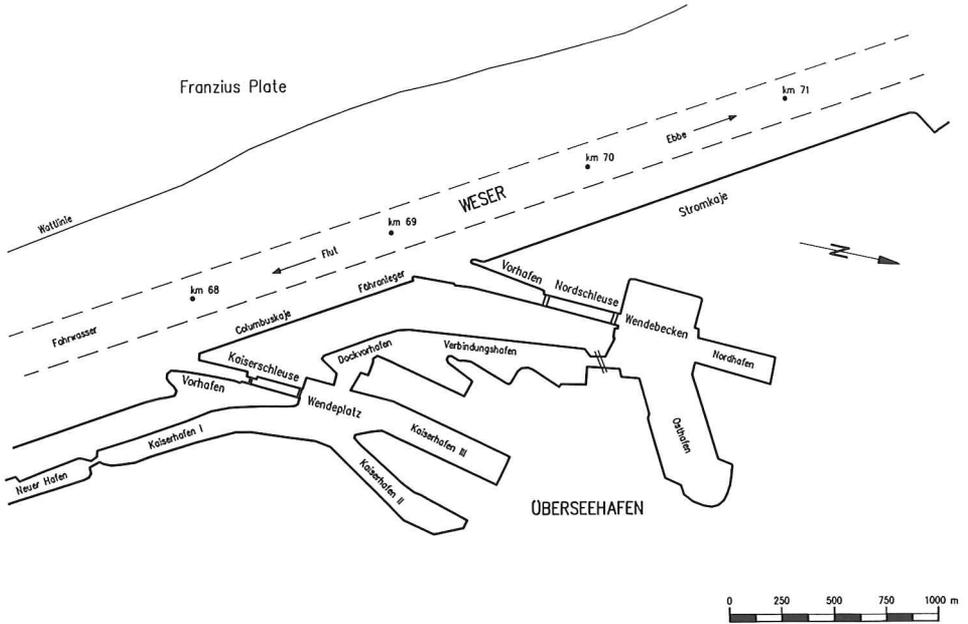


Abb. 30. Hafenanlagen in Bremerhaven, Lageplan

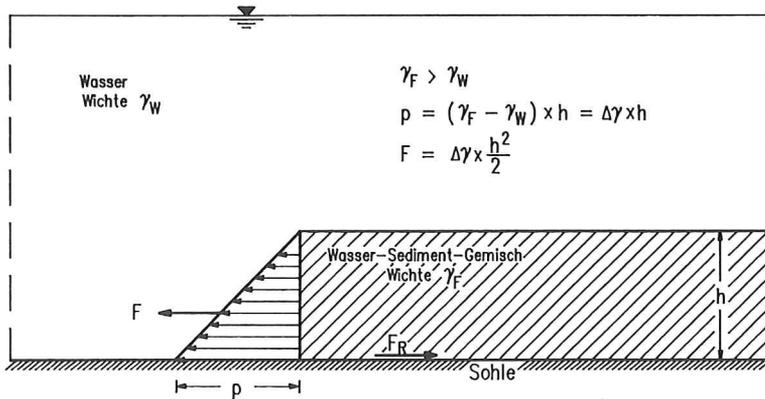


Abb. 31. Schematische Darstellung der vom suspendierten Sohlenmaterial auf das umgebende Wasser ausgeübten Druckspannung p und Druckkraft F

mehr den Salzwasserverhältnissen der Nordsee zuzuordnenden Hafengebiet von Wilhelmshaven.

Die relativ geringen Sedimentationen im Vorhafen zur Nordschleuse haben betriebliche Gründe. Wasserverluste aus dem Überseehafen durch Schleusungen werden bei höheren Wasserständen in der Weser mit Sielungen über die Nordschleuse ausgeglichen. Mit diesen Sielwassermengen gelangen erhebliche Feststoffe in das Wendeblocken des Überseehafens. Gleichzeitig tritt im Vorhafen zur Nordschleuse ein gewisser Spüleffekt ein, womit die geringeren Aufladungen gegenüber dem Vorhafen der Kaiserschleuse begründet sind. Ent-

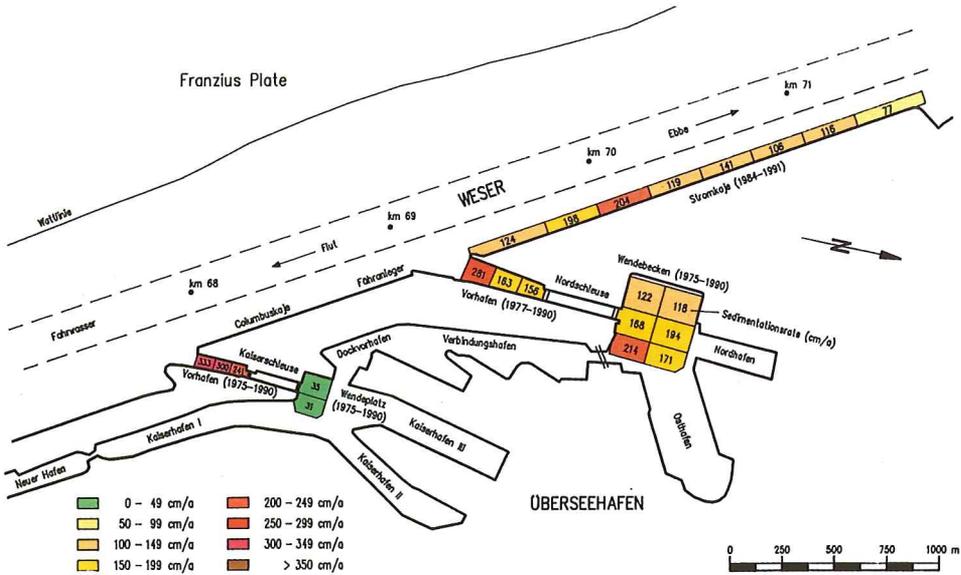


Abb. 32. Mittlere Sedimentationen in Hafengebieten von Bremerhaven

sprechend hoch ist jedoch die Sedimentation des Wendebassins im Vergleich zum Wendepfütz hinter der Kaiserschleuse (Abb. 32). Das Wendebassin verlandet mit durchschnittlich $q_s = 157 \text{ cm/a}$ außergewöhnlich hoch. Im Wendepfütz an der Kaiserschleuse, über die nicht gesiebt und weniger geschleust wird, liegen die Auflandungen um Größenordnungen darunter. Dies zeigt, wie sehr die natürlichen Sedimentationsvorgänge durch betriebliche Erfordernisse beeinflusst werden können.

Die Schleusenvorhäfen in Bremerhaven sedimentieren in den Sommerhalbjahren sehr viel stärker als in der kalten Jahreszeit. Vor der Nord- und Kaiserschleuse wurden die folgenden auf das Jahr umgerechneten Sedimentationen ermittelt:

	Winter q_s (cm/a)	Sommer q_s (cm/a)
Vorhafen Nordschleuse	102	320
Vorhafen Kaiserschleuse	210	369

Die Unterschiede sind vor allem im Vorhafen zur Nordschleuse außerordentlich hoch. Es mag sein, daß sich dort besonders die Aufrührungen durch die mechanische Egge bemerkbar machen. Die Egge wird auch vor der Kaiserschleuse, dort jedoch nicht so häufig, eingesetzt.

Zusätzlich wurden noch die Sedimentationsverhältnisse vor der Stromkaje des Containerterminals in Bremerhaven unterhalb der Nordschleuse untersucht (Abb. 32). Mit dem Bau des Terminals ist der Durchflußquerschnitt der Weser gegenüber der vorher vorhandenen Deichlinie erheblich eingengt worden. Das ehemalige weiträumige Außendeichswattgelände wurde aufgespült, so daß die heutige Stromkaje bis zu rd. 1000 m vor dem früheren Landesschutzdeich dicht am Fahrwasser der Weser liegt. Damit wurden vor der Kaje hydraulisch günstige Bedingungen mit den entsprechend vergrößerten Strömungsgeschwindigkeiten geschaffen, die für eine weitgehende Stabilisierung der erforderlichen Sollwassertiefen sorgen. Die Peilplan-

analysen haben relativ geringe Sedimentationen vor der Stromkaje ergeben (Abb. 32). Insgesamt liegt die mittlere Sedimentationsrate bei $q_s = 133 \text{ cm/a}$. Sie ist damit trotz der größeren Sollwassertiefen deutlich niedriger als in den Schleusenvorhöfen zum Überseehafen. Selbst das Wendebecken im Überseehafen verlandet noch stärker als die Liegeplätze an der Stromkaje. Interessant ist hier der Vergleich mit den vorstehend beschriebenen Mittelsbürener Hafenanlagen in Bremen, wo aus den bekannten Gründen vergleichsweise ungünstige Sedimentationsverhältnisse vorliegen.

5.5 Brunsbüttel

Die neuen Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals bei Brunsbüttel passieren jährlich etwa vierzig- bis fünfzigtausend Seeschiffe (Abb. 33), also im Durchschnitt mehr als hundert Schiffe täglich. Die Schleusenvorhöfen in der Elbe sind aufgrund ihrer Lage im oberen Brackwasserbereich außerordentlich hohen Auflandungen unterworfen. Dieser Umstand erfordert praktisch einen ständig wechselnden Einsatz von Baggern in den Vorhöfen und im Binnenhafen.

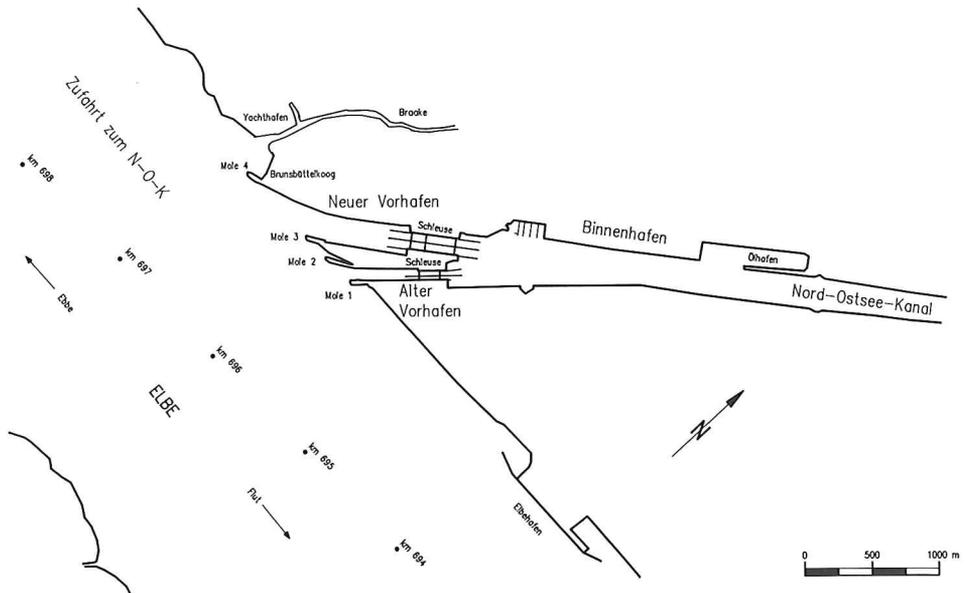


Abb. 33. Hafenanlagen von Brunsbüttel, Lageplan

Nach Auskunft des WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES BRUNSBÜTTEL werden die Zuflüsse zum Nord-Ostsee-Kanal bei Bedarf über die Schleusen des Alten Vorhafens in die Elbe entwässert. Dabei kommt es zu Abflüssen von 600 bis 700 m^3/s , was immerhin etwa dem mittleren Oberwasser der Elbe bei Neu-Darchau entspricht.

Wegen der ständigen Baggereinsätze in Brunsbüttel war es bei den Auswertungen schwierig, immer ungestörte Peilintervalle zuzuordnen. Die aus der Peilplananalyse berechneten Sedimentationen können somit als untere Grenzwerte angesehen werden. In Brunsbüttel wird die Wichte γ der Baggermengen im Laderaum durch Druckmeßdosens genau bestimmt. Die vom WSA BRUNSBÜTTEL nach Baggeraufmaß mit $\gamma = 1,4 \text{ t/m}^3$ ermittelten Sedimentationen werden im folgenden den Ergebnissen der Peilplananalyse zum Vergleich gegenübergestellt.

Die höchste Sedimentation wurde im Einfahrtsbereich zum Neuen Vorhafen mit bis zu knapp 4 m/a ermittelt, mit abnehmender Tendenz in Richtung Außenhaupt der Schleuse (Abb. 34). Die gesamte Vorhafenfläche verlandet mit durchschnittlich 268 cm/a (9,3 m/a nach Baggeraufmaß). Im Alten Vorhafen herrschen ähnliche Verhältnisse bei einer mittleren Sedimentationsrate von 274 cm/a (4,1 m/a nach Baggeraufmaß). Dieser Wert zeigt, daß Entwässerungen aus dem Nord-Ostsee-Kanal in den Alten Vorhafen keinen merklichen Spüleffekt haben.

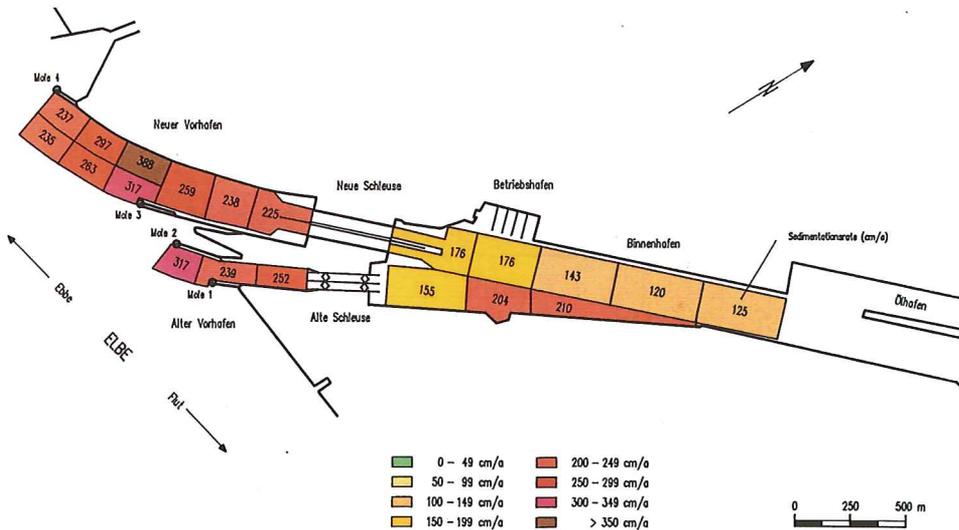


Abb. 34. Mittlere Sedimentationen in den Hafenanlagen von Brunsbüttel

Die Sedimentation in den Vorhäfen von Brunsbüttel ist ebenfalls jahreszeitlichen Schwankungen unterworfen. Nach Sommer- und Winterhalbjahren getrennte Auswertungen ergaben für die untersuchten Zeiträume folgende auf ein Kalenderjahr extrapolierte Ergebnisse:

	Winter $q_s(\text{cm/a})$	Sommer $q_s(\text{cm/a})$
Neuer Vorhafen	218	295
Alter Vorhafen	197	285

Wichtig ist in diesem Zusammenhang die grundsätzliche Feststellung, daß sich in den Brackwasserhäfen von Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel überall nachweisbar im Sommer mehr Material absetzt als in den Wintermonaten.

Direkte Abhängigkeiten zwischen hydrologischen Randbedingungen und Sedimentationen konnten für die Zufahrten zum Nord-Ostsee-Kanal bisher nicht nachgewiesen werden. Die Untersuchungen lassen aber erkennen, daß die oberwasserbedingte Verschiebung der Brackwasserzone Auswirkungen hat. Bei hohem Oberwasser der Elbe, wenn Brunsbüttel nach den vorstehenden Ausführungen mehr dem Süßwasserbereich zugeordnet werden kann, werden die Sollwassertiefen problemloser gehalten als bei höheren Salzgehalten des Elbewas-

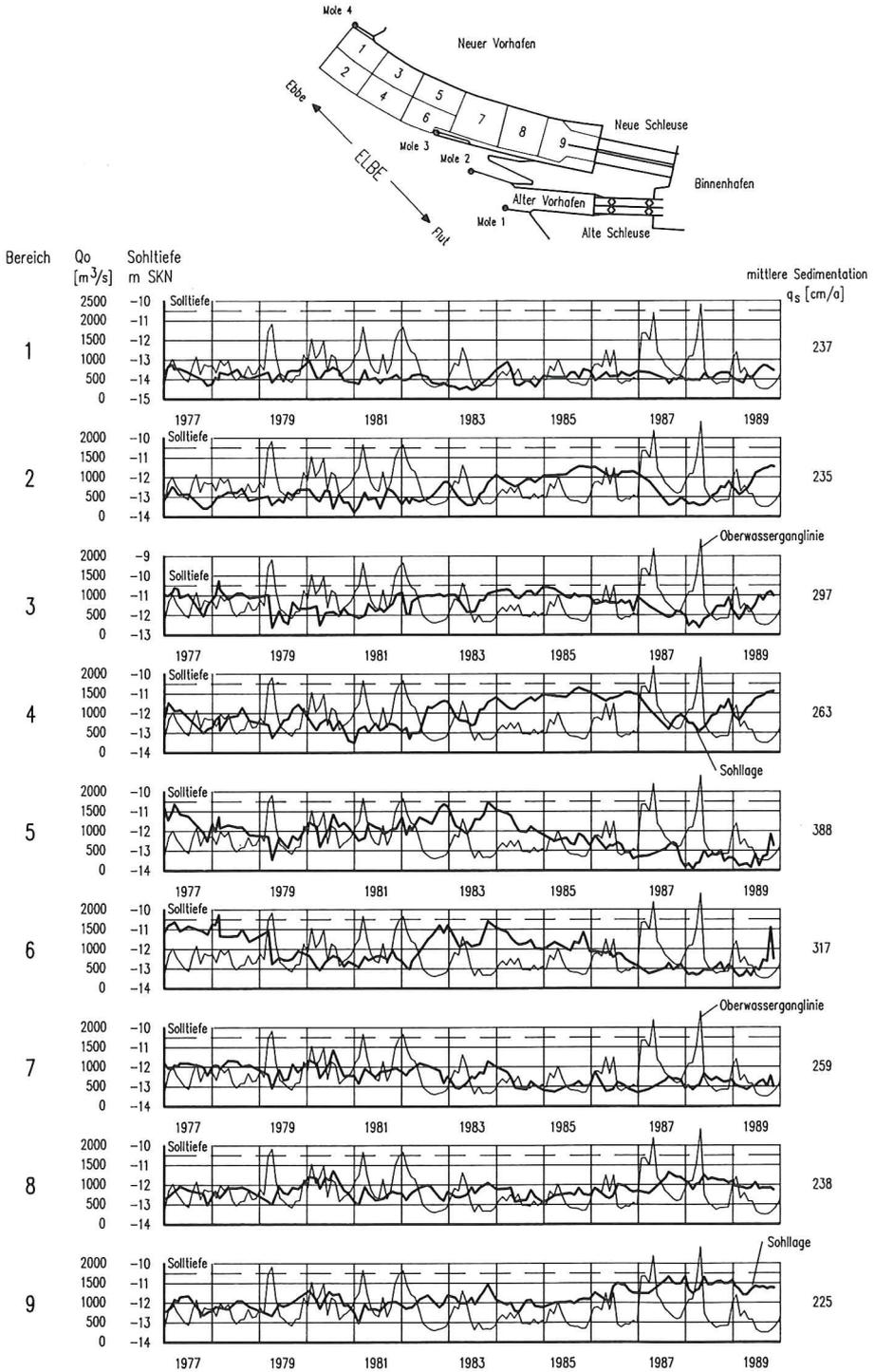


Abb. 35. Sohlenentwicklung im Bereich des Neuen Vorhafens von Brunsbüttel und Oberwasserganglinie von 1977 bis 1989

sers. 1981 und 1987 betrug der Abfluß in Neu-Darchau im Jahresmittel über $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. In diesen beiden Jahren wurde im Neuen Vorhafen nur etwa halb so viel gebaggert wie 1983 und 1989 bei geringen Oberwasserführungen von $623 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $530 \text{ m}^3/\text{s}$, als die Trübungszone Brunsbüttel erreichte. Bei niedrigem Oberwasser erreicht der Salzgehalt des Elbewassers bei Brunsbüttel Werte von über 15%. Vor allem im Neuen Vorhafen bestehen bei solchen natürlichen Voraussetzungen Probleme, überall die Sollwassertiefen vorzuhalten. Ein Vergleich der Sohlenentwicklungen mit der Oberwasserganglinie am Pegel Neu-Darchau mag dies veranschaulichen (Abb. 35). Besonders in den Verlandungsschwerpunkten (Bereich 3 bis 6) ist erkennbar, daß bei hohen Abflüssen aus dem Binnenland günstigere Bedingungen herrschen als in trockenen Jahren.

Aufgrund des lebhaften Schiffsverkehrs war zu erwarten, daß durch Schleusungen auch im Binnenhafen bemerkenswerte Sohlerrhöhungen zu verzeichnen sind (Abb. 34). Mit durchschnittlich $q_s = 157 \text{ cm/a}$ (2 m/a nach Baggeraufmaß) ist der Binnenhafen noch besonders heftigen Verschlickungen unterworfen, vergleichbar mit denen im tideoffenen Vorhafen von Wilhelmshaven.

5.6 Cuxhaven

Für den im Elbmündungsgebiet gelegenen Standort Cuxhaven wurden nach den Peilungen des NIEDERSÄCHSISCHEN HAFENAMTES CUXHAVEN die Sedimentationen im Fährhafen und dem oberhalb davon gelegenen Vorhafen und Alten Hafen untersucht (Abb. 36).

Der auf $-8,5 \text{ m SKN}$ ausgebaute Fährhafen verlandet am stärksten im vorderen und mittleren Abschnitt (Abb. 37). Insgesamt ist die durchschnittliche Sedimentationsrate mit $q_s = 109 \text{ cm/a}$ beträchtlich geringer als in den Zufahrten zum Nord-Ostsee-Kanal bei Brunsbüttel.

Vom Vorhafen und Alten Hafen standen für die Auswertungen erst ab 1980 von allen Teilbereichen ausreichende Peildaten zur Verfügung. Seit 1985 wird die Hafensohle mit Wasserinjektionen erfolgreich auf Solltiefe gehalten. Es liegen keine Angaben darüber vor, wie häufig diese Geräte zum Einsatz kommen. Im jetzt bestehenden Zustand findet die stärkste Sedimentation innerhalb des auf $-8,5 \text{ m SKN}$ ausgebauten Vorhafens aufgrund der dort auftretenden Walzenströmungen statt. Der höchste Betrag wurde mit $q_s = 160 \text{ cm/a}$ ermittelt (Abb. 37). Der Vorhafen selbst verlandet im Mittel mit 130 cm/a . In den Schleusenzufahrten herrschen günstigere Verhältnisse. Im Alten Hafen, wo die Sollsohle lediglich auf $-4,5 \text{ m SKN}$ festgelegt ist, liegt die Sedimentation bei 60 bis 70 cm/a . Im Zufahrtbereich zu den Fischereihäfen bewirkt die größere Solltiefe von $-8,5 \text{ m SKN}$ höhere Auflandungen.

Insgesamt gesehen ist die Sedimentation im Hafengebiet von Cuxhaven aufgrund der Lage im unteren Brackwasserbereich bedeutend geringer als vor den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals in Brunsbüttel.

5.7 Büsum

Für den Vorhafen von Büsum standen Peilpläne von 1982 bis 1990 zur Verfügung (Abb. 38). Da die Peilungen nicht in genau festgelegten, in sich vergleichbaren Profilen vorgenommen werden, war es nicht möglich, Teilbereiche zu analysieren. Zum Vergleich mit den anderen Tidehäfen ist jedoch die Kenntnis der Auflandungen von Interesse, die insgesamt im Vorhafen von Büsum stattfinden.

Im Bereich der Schleusenzufahrt werden Wassertiefen von -6 bis -7 m NN vorgehalten. Die mittlere Sohlage im Untersuchungsbereich des Vorhafens bewegte sich im Auswertungszeitraum zwischen -3 und -8 m NN .

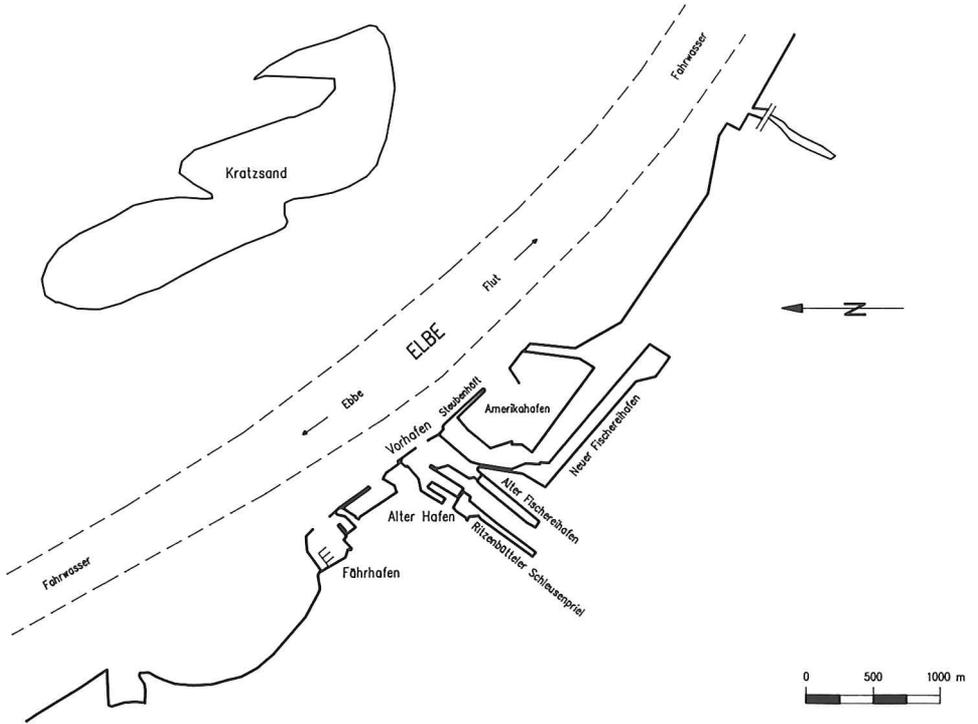


Abb. 36. Hafenanlagen in Cuxhaven, Lageplan

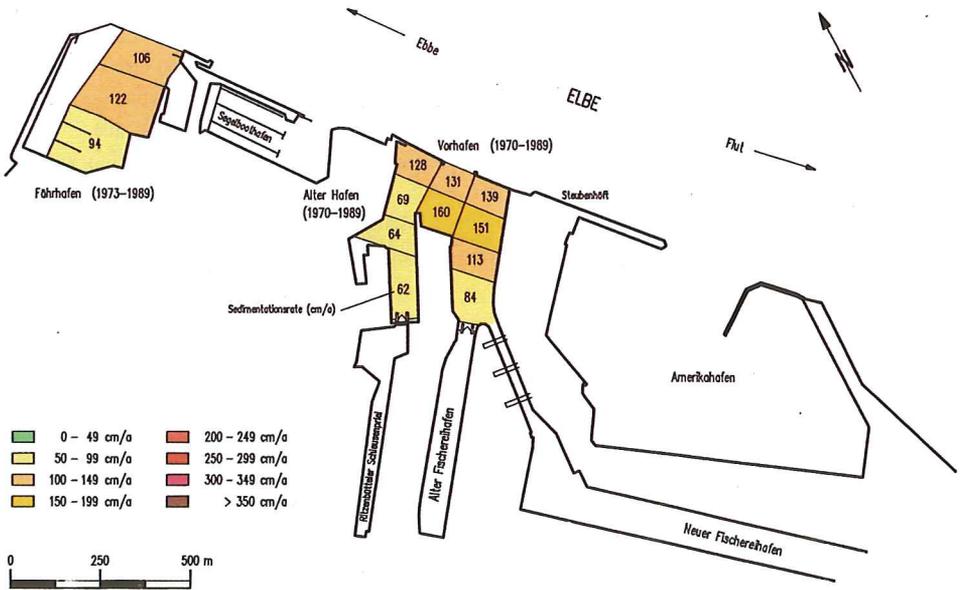


Abb. 37. Mittlere Sedimentationsraten in Hafengebieten von Cuxhaven

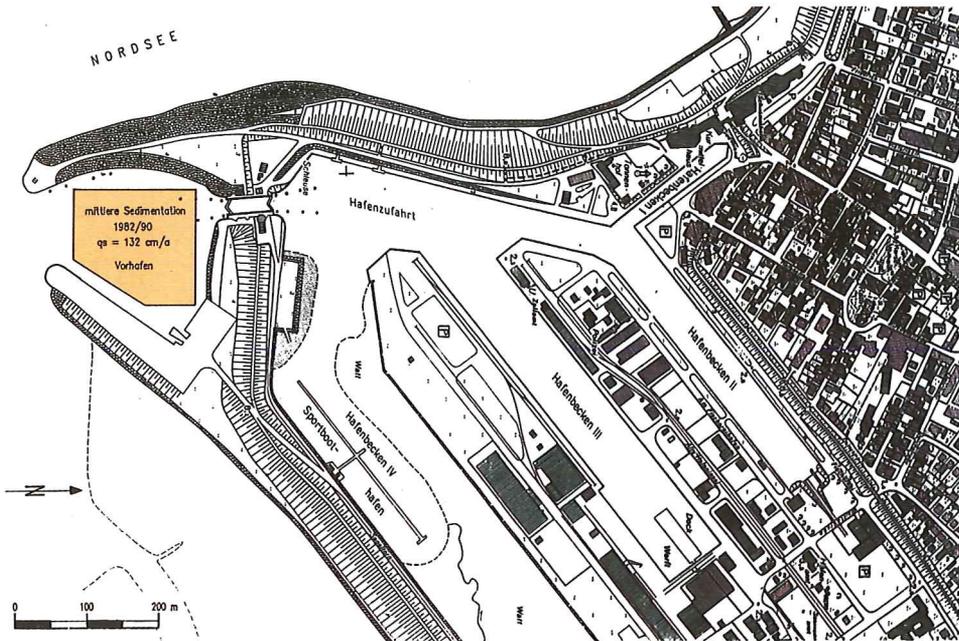


Abb. 38. Hafenanlagen von Buisum

Durchschnittlich sedimentierte der Vorhafen von Buisum zwischen 1982 und 1990 mit $q_s = 132 \text{ cm/a}$. Die Auflandungen sind von der Größenordnung her mit denen für Wilhelmshaven und Cuxhaven vergleichbar. Sie sind deutlich geringer als in den Brackwasserhäfen von Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel.

5.8 Zusammenfassung und Vergleich

Mit den vorstehenden Erläuterungen der Verlandungen von Tidehäfen im Brackwasser- und Küstengebiet wurde gezeigt, daß die Verhältnisse nicht mit denen im oberhalb des Salzwassereinflusses der Nordsee gelegenen tideoffenen Häfen von Hamburg oder Bremen vergleichbar sind. Aufgrund anderer Randbedingungen liegt die Sedimentation um Größenordnungen höher. Die Berechnungsergebnisse für die einzelnen Standorte sind in Tafel 5 zusammengestellt worden.

Es können grundsätzlich zwei Gruppen voneinander unterschieden werden. Für Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel wurden jährliche Verlandungen von zwei bis drei Metern ermittelt. Die größten Sedimentationsmengen fallen in Brunsbüttel mit etwa $1,6 \text{ Mio. m}^3/\text{a}$ an. Das entspricht einem Baggeraufmaß von $6 \text{ Mio. m}^3/\text{a}$. Für Wilhelmshaven, Cuxhaven und Buisum wurden vergleichsweise geringe Sedimentationsraten berechnet. Die Höhen der Auflandungen betragen dort etwa einen bis eineinhalb Meter jährlich. Ursächlich dafür sind nicht andere Tidewasserstände oder die unterschiedlichen Ausbauzustände der Tideflüsse oder Häfen. Wie vorstehend beschrieben, kommt es darauf an, in welchem Bereich der Brackwasserzone eines Ästuars sich der Hafen befindet. Emden, Brunsbüttel und auch Bremerhaven liegen mehr im oberen Brackwasserbereich, dem oligo- bis mesohalinen Brack-

Tafel 5. Sedimentationsraten und -mengen in den Hafenanlagen an der deutschen Nordseeküste

Hafenbereich	Fläche A m ²	Sedimentationsrate q _s cm/a	Sedimentationsmenge Q _s m ³ /a
EMDEN			
Vor- und Außenhafen	242 024	233	562 442
WILHELMSHAVEN			
Neuer Vorhafen	729 692	152	1 113 819
BREMERHAVEN			
Vorhafen Nordschleuse	29 125	211	61 375
Vorhafen Kaiserschleuse	10 449	294	30 712
Wendebecken Überseehafen	144 575	157	227 350
Wendeplatz Überseehafen	63 786	33	21 100
Stromkaje Überseehafen	113 000	133	150 290
BRUNSBÜTTEL			
Neuer Vorhafen	229 272	268	615 537
Alter Vorhafen	68 640	274	187 790
Binnenhafen (N-O-K)	494 402	157	776 262
CUXHAVEN			
Fährhafen	69 090	109	75 348
Vor- und Alter Hafen	115 580	107	124 227
BÜSUM			
Vorhafen	25 500	132	33 660

wasser. Dort bewirken der Dichteeffekt und biologische Prozesse die hohen Verlandungen. Die Verschlickungen sind im Sommerhalbjahr nachweisbar höher als in der kälteren Jahreszeit. In Brunsbüttel kommt es immer dann zu besonders ungünstigen Verhältnissen, wenn sich der Brackwasserbereich bei geringem Oberwasser der Elbe stromauf verschiebt. Dann erreicht die Trübungszone Brunsbüttel, und es muß etwa doppelt so viel gebaggert werden wie in abflußreichen Jahren.

Cuxhaven kann dem unteren Brackwasserbereich, der polyhalinen Zone, zugeordnet werden, Wilhelmshaven und Büsum dagegen mehr den Salzwasserbedingungen der Nordsee. Die äußeren Bedingungen sind dort weniger lebensfeindlich für die Mikroorganismen, was zu erträglicheren Sedimentationsverhältnissen in den Tidehäfen führt.

Hinter den Seeschleusen in Brunsbüttel setzen sich im Binnenhafen noch große Feststoffmengen ab. Durch den regen Schiffsverkehr mit den häufigen Schleusungen werden Sedimente in den Nord-Ostsee-Kanal transportiert.

Auch hinter der Nordschleuse in Bremerhaven sind im Wendebecken des Überseehafens recht hohe Auflandungen zu verzeichnen. Der Schiffsverkehr durch die Nordschleuse und die zum Ausgleich des Hafenwasserstandes erforderlichen Sielungen von Weserwasser in den Überseehafen sind dort die Ursache für die großen Feststoffmengen. Diese betrieblichen Vorgänge sind sicher mit ein Grund dafür, daß der Vorhafen zur Nordschleuse weniger verlandet als der von den Abmessungen her günstigere Vorhafen zur Kaiserschleuse.

Insgesamt gesehen müssen die starken Verschlickungen in Emden, Bremerhaven und Brunsbüttel wohl aufgrund der besonderen äußeren Bedingungen hingenommen werden. Die sich absetzenden Feststoffe sind offenbar gerade in diesen Häfen von besonderer, vielleicht

mit der Jahreszeit veränderlicher Konsistenz. Es bilden sich stetige Übergänge von stark schwebstoffhaltigem Wasser zu verflüssigtem Schlick bis hin zur festeren Sohle aus. Das Verhalten dieser Übergangszone, innerhalb der die für die Schifffahrt maßgebende nautische Wassertiefe liegt, bedarf noch besonderer Untersuchungen, um die Vorgänge besser verstehen zu können.

Die erforderlichen Wassertiefen können mit unterschiedlichen Baggermethoden gewährleistet werden. Es ergibt sich dazu die Frage, ob es wirtschaftlicher ist, die Solltiefen zu halten oder ob besser Reservetiefen durch Vorratsbaggerungen vorgenommen werden sollten. Nach den in dieser Studie erstellten langfristigen Sohlenentwicklungen in den verschiedenen Häfen sowie der Analyse von Baggereinsatzzeiten und -mengen ist dazu folgendes anzumerken:

Für die Vorhäfen von Emden, Wilhelmshaven und Bremerhaven hat sich gezeigt, daß Vorratsbaggerungen zu kürzeren Baggereinsatzzeiten und geringeren Baggermengen führen. Mit den tieferen Baggerschnitten wird mehr festes Sohlenmaterial gefördert. In den Reservetiefen kann sich dann das neu eintreibende Material problemloser ablagern und konsolidieren. Bei dem Versuch, durch Baggerungen der oberen Schichten lediglich die Solltiefe zu halten, wird mehr verflüssigtes Sohlenmaterial (fluid-mud) gebaggert. Am deutlichsten haben sich die Unterschiede am Beispiel von Wilhelmshaven gezeigt. Vergleichbare Ergebnisse ergaben die Auswertungen für Bremerhaven und Emden. Die vorliegenden Erkenntnisse lassen den Schluß zu, daß der Unterhaltungsaufwand in den Hafenbecken durch Vorratsbaggerungen mit Reservetiefen wesentlich eingeschränkt werden kann.

Alternativ zu den herkömmlichen Baggermethoden können heute Wasserinjektionsgeräte eingesetzt werden. Durch die Rückverlagerung der Sedimente in den Tidestrom entfällt dabei der Transport des Baggergutes in Schuten oder das Verbringen an Land. Bei Schleusenvorhäfen ist dabei zu beachten, daß das verflüssigte Sohlenmaterial mit den Schleusungen nicht ungewollt in die Häfen gelangt. Dieser Effekt ist ja bereits durch den starken Schiffsverkehr im Bereich der Brunsbütteler Schleusen vorhanden. Es ist bekannt, daß der Schiffsverkehr zu gleich hohen Schwebstoffkonzentrationen im sohlennahen Bereich führen kann wie Baggergeräte (PENNEKAMP, BLOKLAND u. VERMEER; 1991). Ob und wie Wasserinjektionsgeräte für die Unterhaltung in den Tidehäfen eingesetzt werden können, müßte von Fall zu Fall gesondert beurteilt werden.

6. Schlußbemerkungen

Mit der vorliegenden Ausarbeitung wurde die Sedimentation für verschiedene Tidehäfen oberhalb, in und unterhalb der Brackwasserregionen der deutschen Tideästuarien quantitativ ermittelt.

Über Teilergebnisse dieses vom BMFT geförderten KFKI-Projektes MTK 0470 ist anlässlich der CEDA-PIANC Konferenz in Amsterdam (NASNER/MESSER, 1991), bei einem Symposium „Stadt am Strom“ am 20. 3. 1992 in Bremen (NASNER, 1992) und in einem Beitrag zum 10th International Harbour Congress im Juni 1992 berichtet worden (NASNER/PIEPER, 1992).

In einer zweiten Phase soll versucht werden, mit gezielten Untersuchungen der Verlandungsschwerpunkte, mit Strömungsmessungen und Bodenanalysen vertiefte Kenntnisse über die Transport- und Sedimentationsprozesse zu erlangen. Es ist das Ziel, Voraussetzungen dafür zu schaffen, daß die Sedimentationsvorgänge in Tidehäfen künftig realistischer mit theoretischen Ansätzen, hydrodynamisch-numerischen oder hydraulischen Modellen simuliert werden können.

Die im Rahmen dieses Projektes bisher erzielten Ergebnisse waren nur durch die gute

Zusammenarbeit mit den zuständigen Ämtern für Emden, Wilhelmshaven, Bremen, Bremerhaven, Brunsbüttel, Cuxhaven und Büsum möglich. Für die Unterstützung durch den BMFT, die wertvollen Hinweise und Ratschläge der beteiligten KFKI-Projektgruppenmitglieder und die Kooperation der beteiligten Behörden sei an dieser Stelle gedankt. Besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Bliesener, der als Obmann die Projektgruppenleitung im KFKI übernommen hat, und den Herren Dipl.-Ing. K. Messer und Dipl.-Ing. R. Pieper für ihren unermüdlchen Einsatz bei der rechnergestützten Aufbereitung und Analyse des umfangreichen Datenmaterials.

7. Schriftenverzeichnis

- BARG, G.: Untersuchungen über Salzgehaltsverteilungen in Brackwassergebieten von Tideflüssen am Beispiel der Unterweser. Mitt. des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 49, 1979.
- BRINKMANN, B.: Ein Beitrag zur Bestimmung des Wasseraustausches zwischen Fluß und Hafen in Tidegebieten. Mitt. des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 70, 1990.
- CHRISTIANSEN, H. u. HAAR, S.: Sedimentationsverhältnisse in Hamburger Hafenbecken – Auswertungen der Peilungen von 1977 bis 1990 –. Gewässerkundliche Studie Nr. 12 Strom- und Hafenaufbau Hamburg, Referat Gewässerkunde, 1991.
- CHRISTIANSEN, H., HAAR, S. u. RADTKE, G.: Zur Sedimentation in Hamburger Hafenbecken. Gewässerkundliche Studie Nr. 1 Strom- und Hafenaufbau Hamburg, Referat Gewässerkunde – SB 41 –, 1985.
- CHRISTIANSEN, H. u. KAMPS, A.: Sedimentationsverhältnisse in Hamburger Hafenbecken. Auswertungen der Peilungen der Jahre 1977 bis 1984. Gewässerkundliche Studie Nr. 3 Strom- und Hafenaufbau Hamburg, Referat Gewässerkunde – SB 41 –, 1985.
- CHRISTIANSEN, H. u. KIRBY, R.: Fluid mud intrusion and evaluation of a passive device to reduce mud deposition. Proceedings CEDA-PIANC Conference 1991, Amsterdam.
- ESTOURGIE, A. L. P.: Theory and Practice of Water Injection Dredging Terra et Aqua. IADC, No. 38., Dec. 1988.
- FRANZIUS-INSTITUT: Hydraulische Modellversuche zur Reduzierung des Schlickfalls im Neustädter Hafen in Bremen. Versuchsbericht 1989 – unveröffentlicht –.
- FÜHRBÖTER, A. u. MACKE, E.: Untersuchung zum Ablauf einer Hafenschlickbaggerung. Entnahme aus dem Köhlfleet, Transport und Deponierung auf dem Spülfeld. Bericht Nr. 597 des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, 1985. – unveröffentlicht –.
- FÜHRBÖTER, A. u. WITTE, H.-H.: Über Sedimentationen in Tidehäfen. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 43. Band, 1988, Schiffahrtsverlag HANSA, Hamburg.
- GREISER, N.: Zur Dynamik von Schwebstoffen und ihren biologischen Komponenten in der Elbe bei Hamburg. Hamburger Küstenforschung, H. 45, 1988.
- HAFENBAUAMT BREMEN: Baggergutuntersuchungsprogramm, Sachstandsbericht. Bremen, April 1987, – unveröffentlicht –.
- HENSEN, W.: Ausbau der seewärtigen Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen. Hansa, 108. Jg. Nr. 15, 1971.
- NASNER, H. u. MESSER, K.: Siltation problems in the Neustädter Hafen in Bremen. Proceedings CEDA-PIANC Conference Amsterdam, 1991.
- NASNER, H.: Hafenerhaltung in Bremen. BDA-Symposium „Stadt am Strom“ am 20. 3. 1992, Veröffentlichung in Vorbereitung.
- NASNER, H. u. PIEPER, R.: Improvement of maintenance work in a tidal harbour. Proceedings 10th International Harbour Congress Antwerpen, 1992.
- PENNEKAMP, J. G. S., BLOKLAND, T. u. VERMEER, E. A.: Turbidity caused by Dredging compared to Turbidity caused by normal Navigational Traffic. Proceedings CEDA-PIANC Conference Amsterdam, 1991.
- ROOVERS, P.: Maintenance Dredging Work. 9th International Harbour Congress Antwerpen, General Report, 1988.

- SCHULZE, M.: Über die Abhängigkeit zwischen elektrischer Leitfähigkeit und Salzgehalt am Beispiel von Untersuchungen am Ems-Ästuar. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, H. 102, 1988.
- SCHULZE, M.: Zur Dynamik des Schwebstoffhaushaltes in Brackwassergebieten am Beispiel des Ems-Ästuars. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, H. 108, 1990.
- SHEALL, I. L.: Reducing Costs and Improving the Industry: Goals of the Dredging Research Program of the United States. CERF, Vol 7, No. 2, Spring 1991.
- SIEFERT, W.: Die Salzgehaltsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung H. 15, 1970.
- SIEFERT, W.: Hydrologische Daten aus dem Tidegebiet der Elbe und ihrer Nebenflüsse. Hamburger Küstenforschung H. 35, 1976.
- WSD NORDWEST: Festschrift zum Tag der offenen Tür der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest, 9. Juni 1985. WSD Nordwest, 1985.

Analyse und Simulation von Vorlandveränderungen an der deutschen Nordseeküste

Von MANUELA OSTERTHUN, JUNWEN ZHU und HANS-WERNER PARTENSKY

Zusammenfassung

Im BMFT-Forschungsprojekt „Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen“ wurde in den Projektbereichen „Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung“ und „Numerische Simulation vorlandformender Prozesse“ das Langzeitverhalten der Vorländer und des hohen Watts der deutschen Nordseeküste untersucht. Für die nach morphologischen Gesichtspunkten definierten Untersuchungsgebiete wurden aus Wattkarten Verteilungen relativer Niveauflächen ermittelt, die als mittleres Profil eines Untersuchungsgebietes zu einem Vermessungszeitpunkt betrachtet werden können.

Die wichtigsten im Rahmen der morphologischen Analyse entwickelten Verfahren zur Ermittlung von signifikanten Geländeparametern, Formenklassifizierungen, Akkumulations- und Erosionsverhalten und -raten aus den Niveauflächenverteilungen sowie einige charakteristische Ergebnisse werden an einem ausgewählten Untersuchungsgebiet vorgestellt. Die Verteilungen der relativen Niveauflächen dienen dabei gleichzeitig als Ausgangs- und Eichprofil für die numerische Simulation.

Als maßgebende Sedimenttransportgleichung für die Simulation wird die dreidimensionale Kontinuitätsgleichung des Schwebstofftransportes verwendet, die durch vereinfachende Annahmen auf die eindimensionale Form reduziert werden kann. Die Ansätze zur Lösung der Sedimenttransportgleichung (Schwebstoffgehalt, Sedimentations- und Erosionsverhalten, Tidewasserstände) sowie die angewandte numerische Methode werden vorgestellt und Simulationsergebnisse anhand eines Beispiels aufgezeigt.

Summary

The longterm behaviour of the salt marshes and foreshore areas of the German North Sea coast was investigated in the two research fields „Morphological Analysis of Foreshore Development“ and „Numerical Simulation of Foreshore-Forming Processes“ within the project „Foreshore Development in front of Dikes and Dams“ financed by the Ministry of Research and Technology (BMFT) of the Federal Republic of Germany. Salt-marsh investigation areas are defined after morphological aspects in charts prepared from different surveys. From these charts distributions of relative constant-level-areas are drawn, which could be considered as mean profiles of a foreshore area.

For the morphological analysis the most important methods to determine significant ground parameters, terrain classifications, trends and rates of sedimentation or erosion from the constant-level-area distributions are presented as well as some selected results of one investigation area. The constant-level-area distributions are also the basis- and calibration-profiles for the numerical simulation.

For the simulation of the sediment transport the three-dimensional equation for suspended load is relevant which could be reduced to a one-dimensional form by means of simplifying assumptions. Basic approaches to the solution of the sediment transport equation (suspended load content, sedimentary and erosional behaviour, tidal water levels) and the numerical method used are presented. Simulation-results of two investigation areas are shown as an example.

Inhalt

1. Einleitung	172
2. Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung	174
2.1 Definition der Untersuchungsgebiete	174
2.2 Morphologische Eingangsdaten	175
2.3 Datenaufnahmeverfahren	177
2.4 Datenauswertung und Ergebnisse	178
2.4.1 Allgemeines	178
2.4.2 Profile horizontaler Sedimentationen	178
2.4.3 Sedimentationssummenkurven	179
2.4.4 Profile vertikaler Sedimentationen	179
2.4.5 Vertikale Akkumulationsraten unter Berücksichtigung der MThw-Änderung	184
2.4.6 Verteilungen normierter Niveaulächen	187
2.5 Signifikante vertikale und horizontale Akkumulationsraten	190
3. Numerische Simulation vorlandformender Prozesse	190
3.1 Allgemeines	190
3.2 Vorlandprofile und Systemdiskretisierung	190
3.3 Sedimenttransport im Vorland	191
3.3.1 Sedimenttransportgleichung	191
3.3.2 Schwebstoffgehalt	192
3.3.3 Sedimentations- und Erosionsverhalten	193
3.3.3.1 Sedimentationsverhalten	194
3.3.3.2 Erosionsverhalten	194
3.3.3.2.1 Ansätze von MIGNIOT und TESSON	195
3.3.3.2.2 Eigene Ansätze	195
3.3.3.2.3 Erosionsrate	197
3.4 Tideverhältnisse	197
3.5 Numerische Methode	197
3.5.1 Bestimmung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit über dem Vorlandprofil	197
3.5.2 Numerische Lösung der Transportgleichung	198
3.5.3 Vertikale Veränderung im Vorland	199
3.6 Ergebnisse der Simulation	200
3.6.1 Nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig	201
3.6.2 Nördlich des Dammes nach Nordstrandschmoor	202
3.7 Schlußbetrachtung	208
4. Schriftenverzeichnis	209

1. Einleitung

Aus der Sicht des Küsteningenieurs erstreckt sich das Vorland der deutschen Nordseeküste als höchster Teil des Wattenmeeres oberhalb des mittleren Tidehochwassers (MThw) bis zur im allgemeinen befestigten Küstenlinie (DIN 4047 [DNA, 1973]), so daß dieser dem Supralitoral zuzurechnende Bereich nur noch bei höheren als den mittleren Tidehochwasserständen überflutet wird (s. Abb. 1.1).

Aus biologischer Sicht ist das normalerweise begrünte Vorland nur ein Teil der ökologischen Einheit der Salzwiesen, deren tiefster Bereich, die Anedelzone, bereits bei MThw $-0,25$ m beginnt und bis auf etwa MThw $+0,50$ m hinaufreicht. Die Pflanzen der Salzwiesen unterliegen in Abhängigkeit von der Überflutungshäufigkeit der natürlichen Sukzession, so daß bei zunehmender Geländehöhe, d. h. abnehmender Überflutungshäufigkeit bzw. -dauer und damit sinkendem Bodensalzgehalt, die Anedelzone von der nächsthöheren Vegetationsgemeinschaft, deren Charakterpflanze der Schwingel ist, abgelöst wird. An die Schwingelzone, die bis auf etwa MThw $+1$ m hinaufreicht, schließen sich Süßwiese und/oder Deich an.

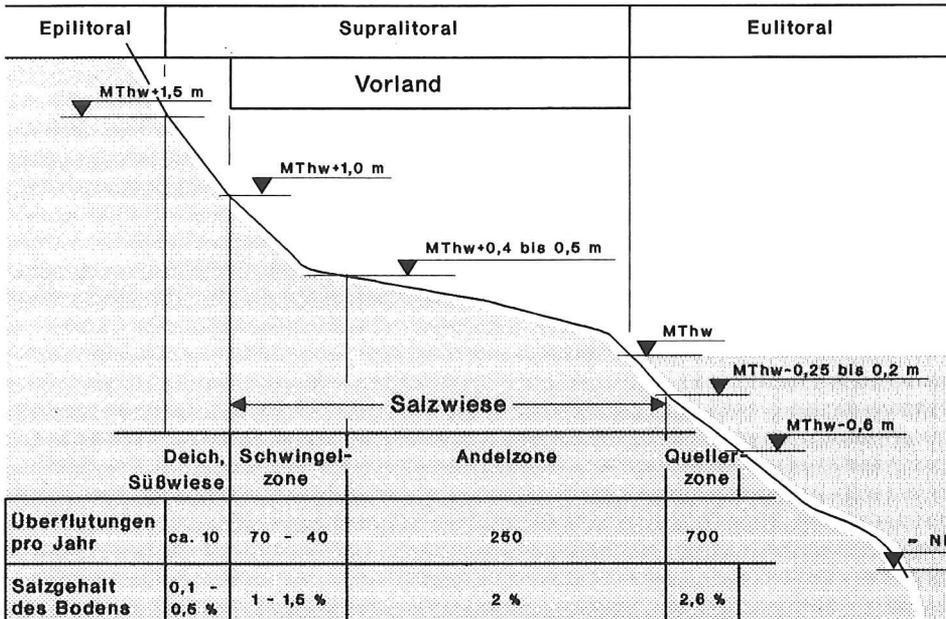


Abb. 1.1. Zonierung des Deichvorlandes (nach OSTERTHUN, 1988).

Ab etwa einer Höhe von MThw +1,50 m, wo annähernd keine Überflutungen mehr auftreten, beginnt das Epilitoral (s. Abb. 1.1).

Unterhalb der Salzwiesen, im Eulitoral, sind bis zu Wassertiefen von MThw -0,60 m als erste Pionierpflanzen bereits der Queller und das kleine Schlickgras anzutreffen (s. Abb. 1.1).

Sowohl unter wasserbaulichen als auch unter ökologischen Aspekten kommt dem Vorland bzw. den Salzwiesen eine hohe Bedeutung zu:

- Das Vorland übernimmt eine wesentliche zusätzliche Schutzfunktion für den Seedeich, da aufgrund der gegenüber dem normalen Wattniveau verminderten Wassertiefe über dem Vorland eine Flächenbrandung erzeugt wird, die die Energie des Sturmflutseegangs umwandelt und eine Verringerung der Linienbrandung am Seedeich zur Folge hat.
- Salzwiesen stellen ein hohes Nahrungsangebot zur Verfügung und sind daher wichtige Biotope mit unterschiedlichster Nutzung u. a. für zahlreiche Vogelarten (Brut, Rast, Nahrung, Mauser, Überwinterung, -sommerung).

Unter diesen Gesichtspunkten stellt sich häufig die Frage nach der morphologischen Veränderung der Vorländer und dem Einfluß natürlicher und anthropogener Randbedingungen auf ihre (zukünftige) Entwicklung. Das Forschungsprojekt „Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen“, das seit Ende 1987 vom BUNDESMINISTER FÜR FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE gefördert und am FRANZIUS-INSTITUT der Universität Hannover unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Dr. phys. PARTENSKY bearbeitet wird, liefert einen Beitrag zur Beantwortung dieser Fragen. Dabei gliedert sich die Projektbearbeitung in zwei Themenbereiche:

- I. Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung (bearbeitet von Dipl.-Ing. M. OSTERTHUN) (s. Abschnitt 2) und
- II. Numerische Simulation vorlandformender Prozesse (bearbeitet von Dipl.-Ing. J. ZHU) (s. Abschnitt 3).

2. Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung

2.1 Definition der Untersuchungsgebiete

Für die Projektbearbeitung wurden geeignete Untersuchungsgebiete mit Hilfe des zur Verfügung stehenden Kartenmaterials ausgewählt. Dabei kann es sich sowohl um bereits längerfristig bestehende Vorländer als auch um im Aufbau befindliche Gebiete handeln. Liegt eine ausreichende Anzahl von Vermessungen für den ausgewählten Bereich vor, d. h. mindestens drei Vermessungsjahrgänge, werden die Untersuchungsgebiete definiert.

Als Grundlinie eines Untersuchungsgebietes (z-Koordinate, s. Abb. 2.1) ergibt sich je nach Örtlichkeit:

- ein Verbindungsdamm zu einer Insel,
- ein Seedeich (s. Abb. 2.1) oder
- eine Geestküste.

Die seitlichen Begrenzungen eines Gebietes werden so festgelegt, daß Störungen der Morphologie durch benachbarte Bereiche (z. B. Sielauslässe, Buhnen usw.) weitgehend ausgeschlossen werden. Die seitlichen Begrenzungen werden senkrecht zur Gebietsgrundlinie angeordnet, so daß eine konstante Breite $[l = f(z)]$ über die gesamte Gebietstiefe (x-Koordinate, s. Abb. 2.1) eingehalten wird.

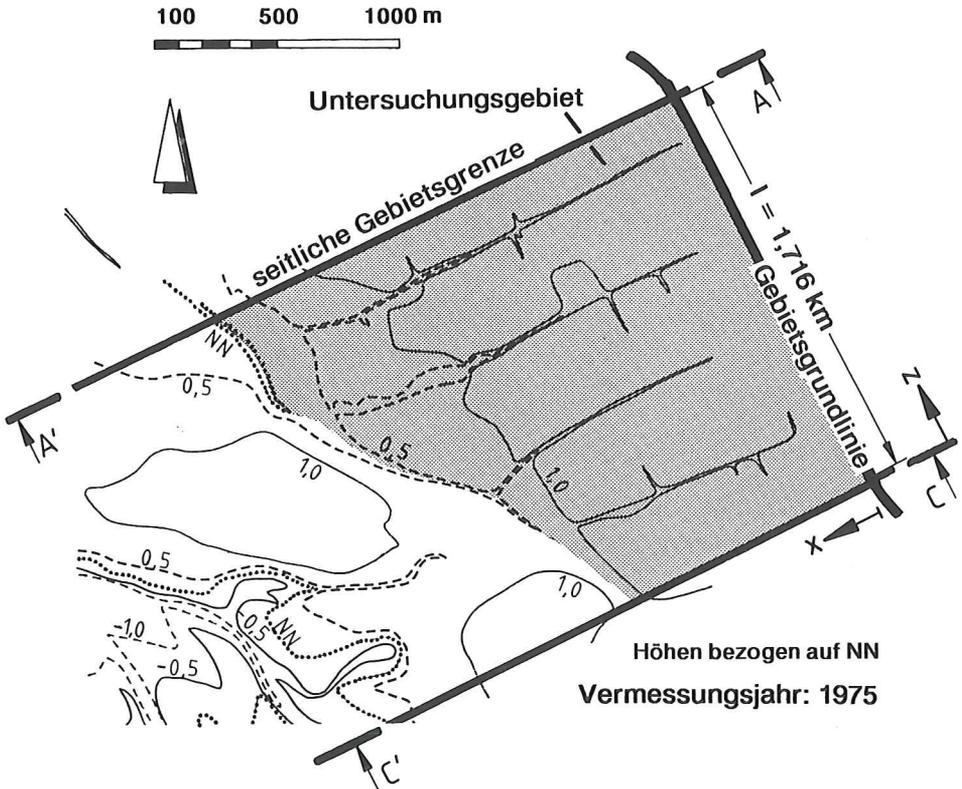


Abb. 2.1. Begrenzungen des Vorlanduntersuchungsgebietes GB 55 (Dieksand – Fischersiedlung), Vermessungsjahrgang 1975.

Da Vorlandbildung nicht erst bei Erreichen des MThw-Niveaus einsetzt, erstrecken sich die morphologischen Untersuchungen sowie die numerische Simulation auch auf den Bereich unterhalb der Vorlandgrenze, die durch das MThw-Niveau festgelegt ist. Als seeseitige Begrenzung wird entweder die NN-1,00 m-Linie gewählt oder, wenn oberhalb dieses Niveaus ein Priel das Gelände durchschneidet, dessen Talweg (s. Abb. 2.1) bzw. die Watthöhengscheide zwischen zwei Prielausläufern.

Im Projektbereich „Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung“ wurden bisher bearbeitet:

- 24 Untersuchungsgebiete an der nordfriesischen Küste,
- 6 Untersuchungsgebiete an der Dithmarscher Küste,
- 16 Untersuchungsgebiete an der Wurster Küste,
- 1 Untersuchungsgebiet an der Butjadinger Küste und
- 7 Untersuchungsgebiete an der ostfriesischen Küste.

2.2 Morphologische Eingangsdaten

Zur Beschreibung und Quantifizierung morphologischer Veränderungen im Küstennahbereich wird häufig die Methode der Profilvergleiche herangezogen. Die Betrachtung der zeitlichen Veränderung einzelner Profile gibt aber ein eher zufälliges Bild der Oberflächenveränderung in einem Gebiet. Dies wird an den in Abbildung 2.2 dargestellten ausgewählten Profilen A-A' und C-C' aus dem Untersuchungsgebiet GB 55 (Dieksand – Fischersiedlung) deutlich (für die Lage der Profile vgl. Abb. 2.1).

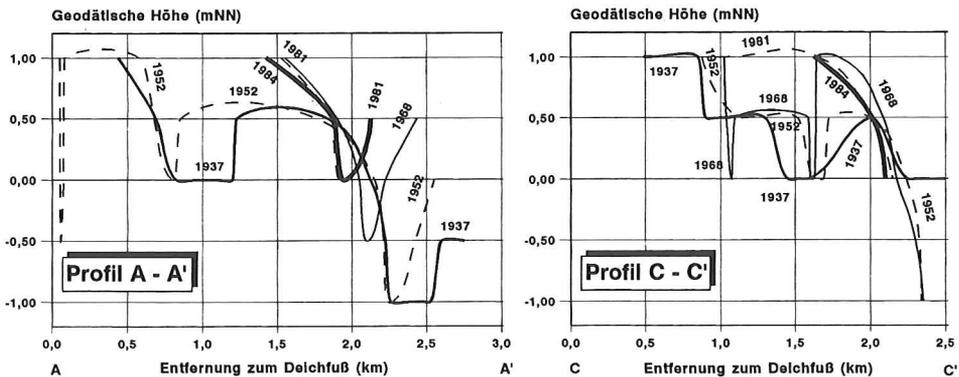


Abb. 2.2. Ausgewählte Profile im Vorlanduntersuchungsgebiet GB 55 (Dieksand – Fischersiedlung), Vermessungsjahre 1937, 1952, 1968, 1981, 1984.

Um die Aussagefähigkeit der Informationen über Veränderungen des Küstennahbereiches zu verbessern, besteht die Möglichkeit, das Profiltraster zu verdichten. Bei unendlich kleinem Profiltraster kann dann zu einer flächenhaften Betrachtung der Oberflächenveränderungen übergegangen werden. Um dies zu erreichen, werden aus den vorliegenden Vermessungen eines Gebietes die Verteilungen der absoluten Niveauflächen (km^2) ermittelt, die die Aufsummierung der Flächenanteile der einzelnen Höhenstufen über die Gebietstiefe (x-Koordinate, s. Abb. 2.1) in einem Untersuchungsgebiet darstellen. Abbildung 2.3 zeigt als Beispiel u. a. die Verteilungen der absoluten Niveauflächen im Untersuchungsgebiet GB 55.

Ein Vergleich mit Abbildung 2.2 zeigt, daß auf der Grundlage der Verteilungen der absoluten Niveauflächen (s. Abb. 2.3) im Gegensatz zu den Profilvergleichen (s. Abb. 2.2) für das Gesamtgebiet eindeutige Aussagen z. B. über Höhenänderungen, mittlere Geländeneigungen, Materialgewinne oder -verluste sowie Verlagerungen der seeseitigen Vorlandgrenze innerhalb des Vermessungszeitraumes getroffen werden können.

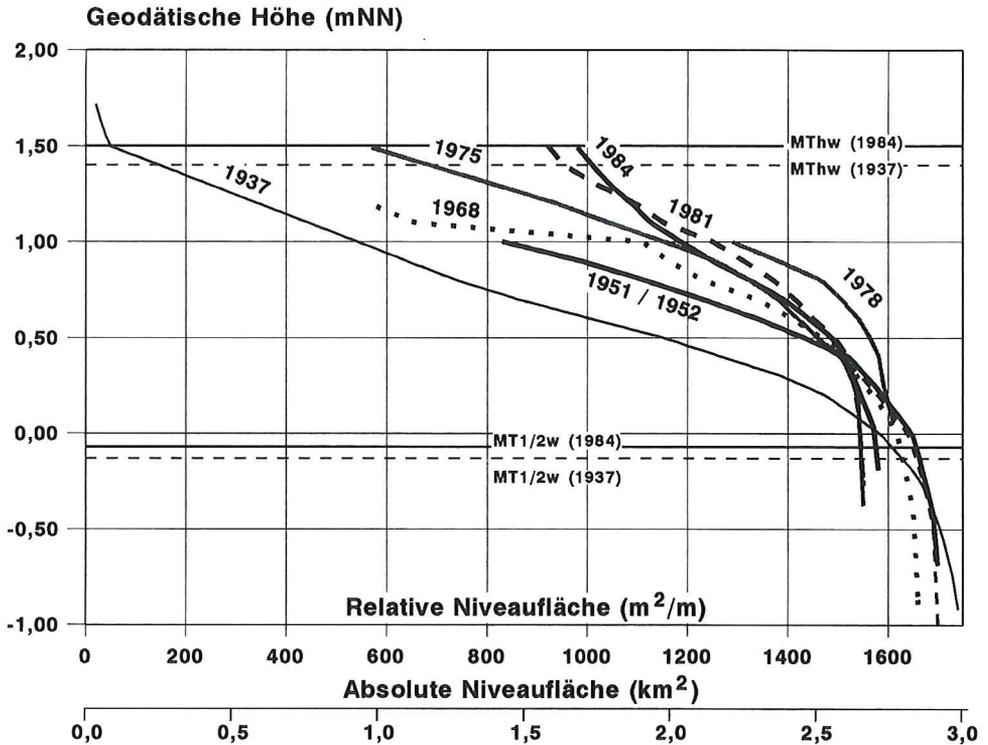


Abb. 2.3. Verteilungen der absoluten und relativen Niveauflächen im Untersuchungsgebiet GB 55 (Dieksand – Fischersiedlung) bezogen auf NN, Vermessungsjahrgänge 1937, 1951, 1952, 1968, 1975, 1978, 1981, 1984.

Die nach morphologischen Gesichtspunkten festgelegten Vorlanduntersuchungsgebiete entlang der deutschen Nordseeküste weisen unterschiedlichste Gebietsbreiten von $l = 0,75$ km bis $l = 5,39$ km und damit unterschiedlichste Flächen bei NN von $A = 0,58$ km² bis $A = 9,01$ km² auf, so daß es nicht möglich ist, die zeitliche Veränderung der Verteilungen der absoluten Niveauflächen verschiedener Untersuchungsgebiete miteinander zu vergleichen, um zu allgemeingültigen Gesetzmäßigkeiten der Vorlandentwicklung zu kommen. Daher wird für jede Verteilung der absoluten Niveauflächen der Bezug zu der jeweiligen Gebietsbreite bzw. Grundlinienlänge l hergestellt, so daß sich Verteilungen der relativen Niveauflächen in m²/m-Deichlänge ergeben (s. Abb. 2.4). Da diese weiterhin die flächenhafte Information des Untersuchungsgebietes enthalten, können sie als sein mittleres Profil betrachtet werden (OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991a).

Abbildung 2.3 zeigt neben den Verteilungen der absoluten Niveauflächen die Verteilungen der relativen Niveauflächen des Untersuchungsgebietes GB 55 für acht vorliegende Vermessungen.

Die für jeden Vermessungsjahrgang eines Gebietes erhaltenen Verteilungen der relativen Niveauflächen stellen die Ausgangsbasis zur Quantifizierung morphologischer Veränderungen und zur Ermittlung signifikanter Geländeparameter dar. Sie dienen gleichzeitig als Eingangs- und Eichungsprofile für den Projektbereich „Numerische Simulation vorlandformender Prozesse“ (s. Abschnitt 3).

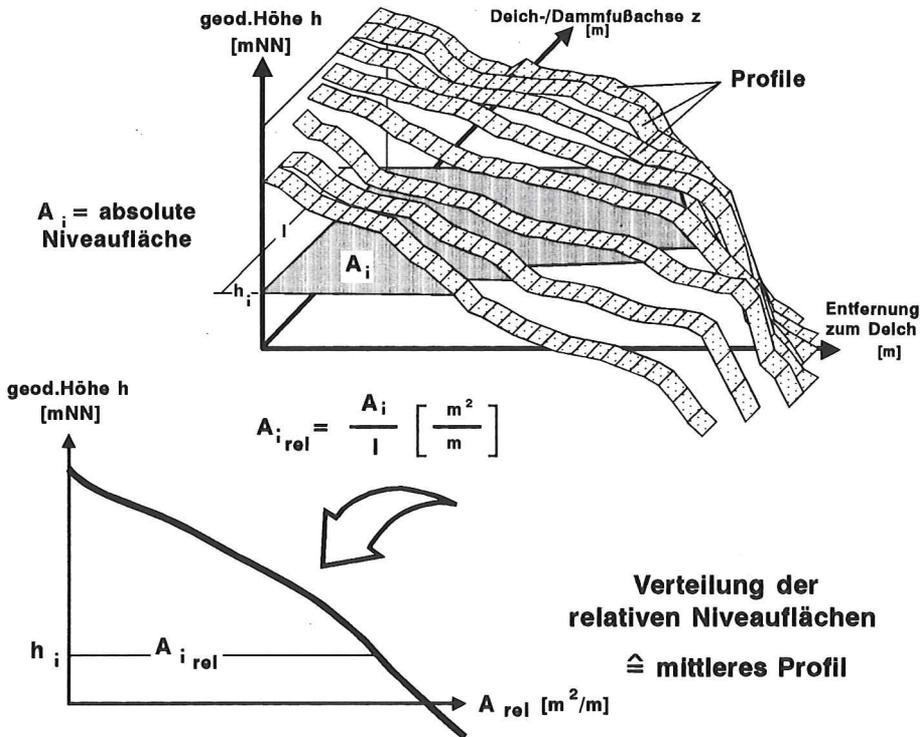


Abb. 2.4. Beziehung zwischen den Profilen und der Verteilung der relativen Niveauflächen in einem Untersuchungsgebiet (nach OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991b).

2.3 Datenaufnahmeverfahren

Je nach verfügbarem Kartenmaterial wurden für die Ermittlung der morphologischen Grunddaten Wattkarten M 1:5000, Wattgrundkarten M 1:10 000 sowie Küstenkarten M 1:25 000 verwendet.

Das Kartenmaterial wird mit Hilfe des Geländeinformationssystems PC-ARC/INFO der ESRI-GmbH digitalisiert, aufbereitet und in Form von geographischen Datensätzen für die weitere Auswertung und Simulation beiden Projektbereichen zur Verfügung gestellt (s. Abb. 2.5).

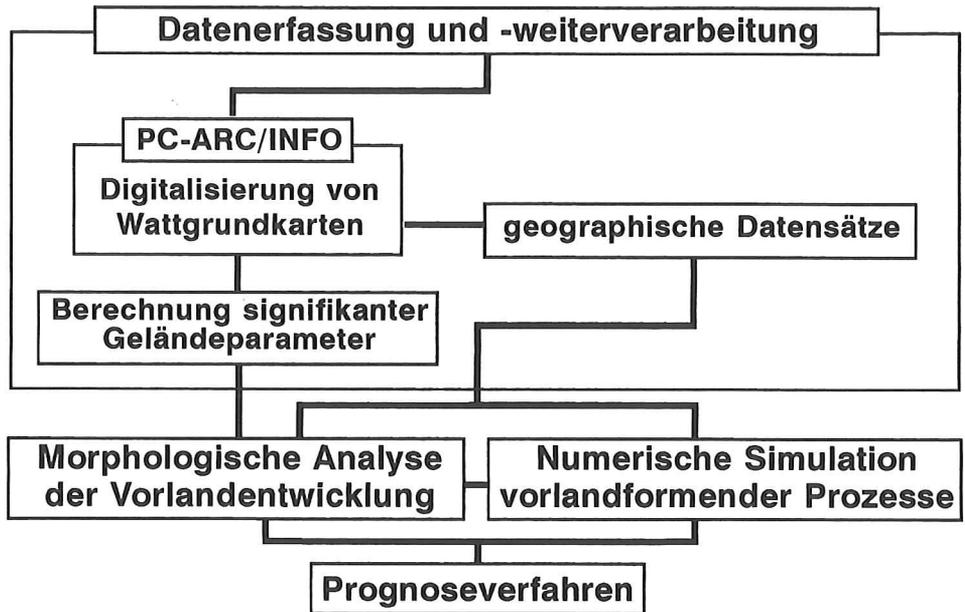


Abb. 2.5. Organisation der Projektbearbeitung (nach OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991a).

2.4 Datenauswertung und Ergebnisse

2.4.1 Allgemeines

Im Projektbereich „Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung“ werden auf der Grundlage der Niveauflächenverteilungen Geländeänderungen, d. h. Materialverluste und -gewinne, Höhenänderungen und signifikante Geländeparameter bestimmt. In den folgenden Abschnitten 2.4.2 bis 2.4.6 sind die wichtigsten Verfahren und Ergebnisse dieses Projektbereiches zusammengestellt.

2.4.2 Profile horizontaler Sedimentationen

Profile horizontaler Sedimentationen geben die Größenänderung aller Niveauflächen über die Höhe und demzufolge die mittlere horizontale Verlagerung der Höhenlinien (in m^2/m) senkrecht zur Gebietsgrundlinie (x-Richtung in Abb. 2.1) an. Sie sind direkt aus den Verteilungen der relativen Niveauflächen zu ermitteln. Aus den jährlichen Verlagerungsraten ergeben sich die Profile relativer horizontaler Sedimentationen [in $\text{m}^2/(\text{m} \cdot \text{a})$] (s. Abb. 2.6a).

Der Vergleich ausgewählter Verlagerungsraten zeigt, daß die Verschiebungen in den einzelnen Vermessungszeiträumen und Höhenstufen stark schwanken. Im Untersuchungsgebiet GB 55 ergibt sich z. B. für die Höhenlinie +1 m NN von 1975 bis 1978 eine Vorverlagerungsrate von 44,8 m/a, von 1981 bis 1984 eine Rückverlagerungsrate von -21,7 m/a und eine resultierende Vorverlagerungsrate im Gesamtzeitraum von 1937 bis 1984 von 13,7 m/a (vgl. Abb. 2.6a). Im gleichen Zeitraum trat eine jährliche Vorverlagerung der Vorlandkante um 19,8 m/a ein (vgl. Abb. 2.6a).

An dem gezeigten Beispiel wird deutlich, daß der im Schrifttum genannte Mittelwert von 10 m/a für die Verlagerung der Vorlandgrenze (DIECKMANN, 1985; HEISER, 1933) nur als grober Anhaltswert angesehen werden darf. Vielmehr wechseln in allen Untersuchungsgebieten die jährlichen horizontalen Verschiebungsraten [$\text{m}^2/(\text{m} \cdot \text{a})$] zwischen Materialverlusten und -gewinnen (vgl. Abb. 2.6a). Bei Berücksichtigung des gesamten Vermessungszeitraumes zeigt sich, daß sowohl kurzzeitig große Rückverlagerungsraten (vgl. Abb. 2.6a 1978 bis 1981) als auch extreme Vorverlagerungen (vgl. Abb. 2.6a 1975 bis 1978) durch nachfolgende Verschiebungen ausgeglichen werden, so daß sich langfristig eine relativ gleichmäßige Entwicklung einstellt (vgl. Abb. 2.6a 1937 bis 1984). Ab etwa Tidehalbwasser setzt dabei i. a. eine über die Höhe kontinuierlich zunehmende positive Verschiebung, d. h. seewärtige Verlagerung, des hohen Watts ein.

Bei der Betrachtung der Summe der horizontalen Verlagerungen in einem Vermessungszeitraum, d. h. der absoluten horizontalen Verschiebungen (m^2/m), wird deutlich, daß große Verschiebungsraten [$(\text{m}^2/(\text{m} \cdot \text{a}))$] in kurzen Zeiträumen auftreten, so daß die zugehörigen absoluten Veränderungen vergleichsweise klein bleiben (vgl. Abb. 2.6a und Abb. 2.6b). Daraus folgt, daß das Vorland und das hohe Watt zwar kurzfristig stark schwankenden Veränderungen unterliegen können, diese langfristig aber ausgeglichen werden, so daß sich ein kontinuierlicher Gesamtveränderungsprozeß einstellt (s. Abb. 2.6b).

2.4.3 Sedimentationssummenkurven

Die Integration der horizontalen Sedimentationsprofile zwischen MT1/2w und der höchsten Geländeinformation führt unter Bezug auf den Vermessungszeitraum zu Kurven relativer Sedimentationssummen oberhalb MT1/2w [in $\text{m}^3/(\text{m} \cdot \text{a})$] (s. Abb. 2.7a), auf deren Grundlage die jährlich umgesetzten Materialmengen in dem genannten Höhenbereich bestimmt werden können. Die daraus folgenden Kurven der absoluten Sedimentationssummen oberhalb MT1/2w (in m^3/m) (s. Abb. 2.7b) stellen die Bilanz des während des Beobachtungszeitraumes zwischen MT1/2w und z. B. Deichfuß erodierten und sedimentierten Materials dar. Im Beispiel des Untersuchungsgebietes GB 55 ergeben sich zwischen 1937 und 1984 z. B. $717,1 \text{ m}^3/\text{m}$ bzw. $1,23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ (s. Abb. 2.7a und Abb. 2.7b).

Sowohl die relativen als auch die absoluten Sedimentationssummen zeigen für alle Untersuchungsgebiete zwischen MT1/2w und MThw einen stetigen Kurvenverlauf. Daraus folgt, daß Sprünge im Verlauf der horizontalen Sedimentationsprofile, wie sie im Beispielgebiet im Zeitraum 1951 bis 1952 zwischen 0,40 m NN und 0,70 m NN auftreten (vgl. Abb. 2.6a), insbesondere bei größeren Vermessungszeiträumen Ausnahmerecheinungen sind und durch die nachfolgende Entwicklung ausgeglichen werden.

2.4.4 Profile vertikaler Sedimentationen

Profile vertikaler Sedimentationen geben die Höhendifferenzen [in (cm)] an einem Ort zwischen jeweils zwei Verteilungen der Niveauflächen eines Gebietes wieder (s. Abb. 2.8a) und erlauben Aussagen über Akkumulationen und Erosionen über die Tiefe, d. h. in x-Richtung (vgl. Abb. 2.1), des Untersuchungsgebietes im betrachteten Zeitraum. Wird für diese Profile der Bezug zur Länge des Vermessungszeitraumes hergestellt, ergeben sich Profile relativer vertikaler Sedimentationen [in (cm/a)], die die Analyse der mittleren jährlichen Höhenänderungen innerhalb eines Beobachtungszeitraumes ermöglichen (s. Abb. 2.8b). Im

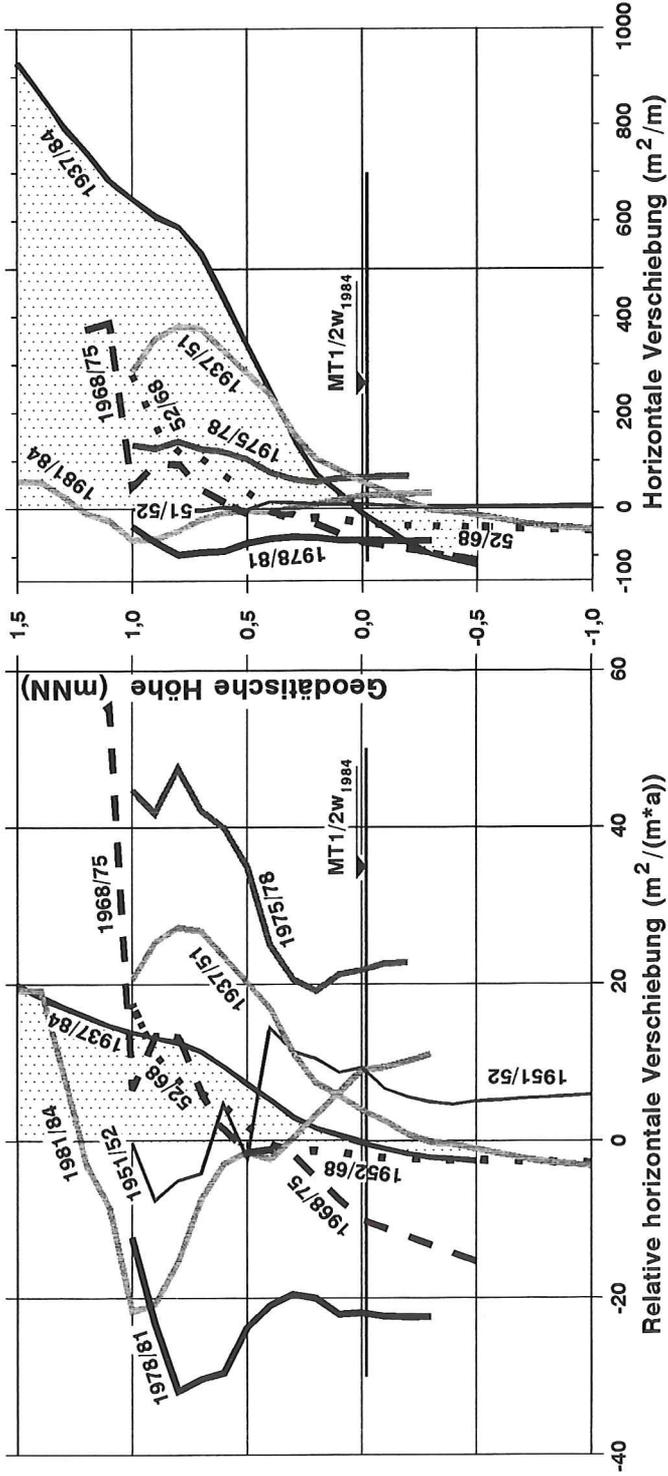


Abb. 2.6a. Profile relativer horizontaler Sedimentationen.

Abb. 2.6b. Profile absoluter horizontaler Sedimentationen.

Abb. 2.6. Profile horizontaler Sedimentationen im Untersuchungsgebiet GB 55 (Gesamtzeitraum schraffiert).

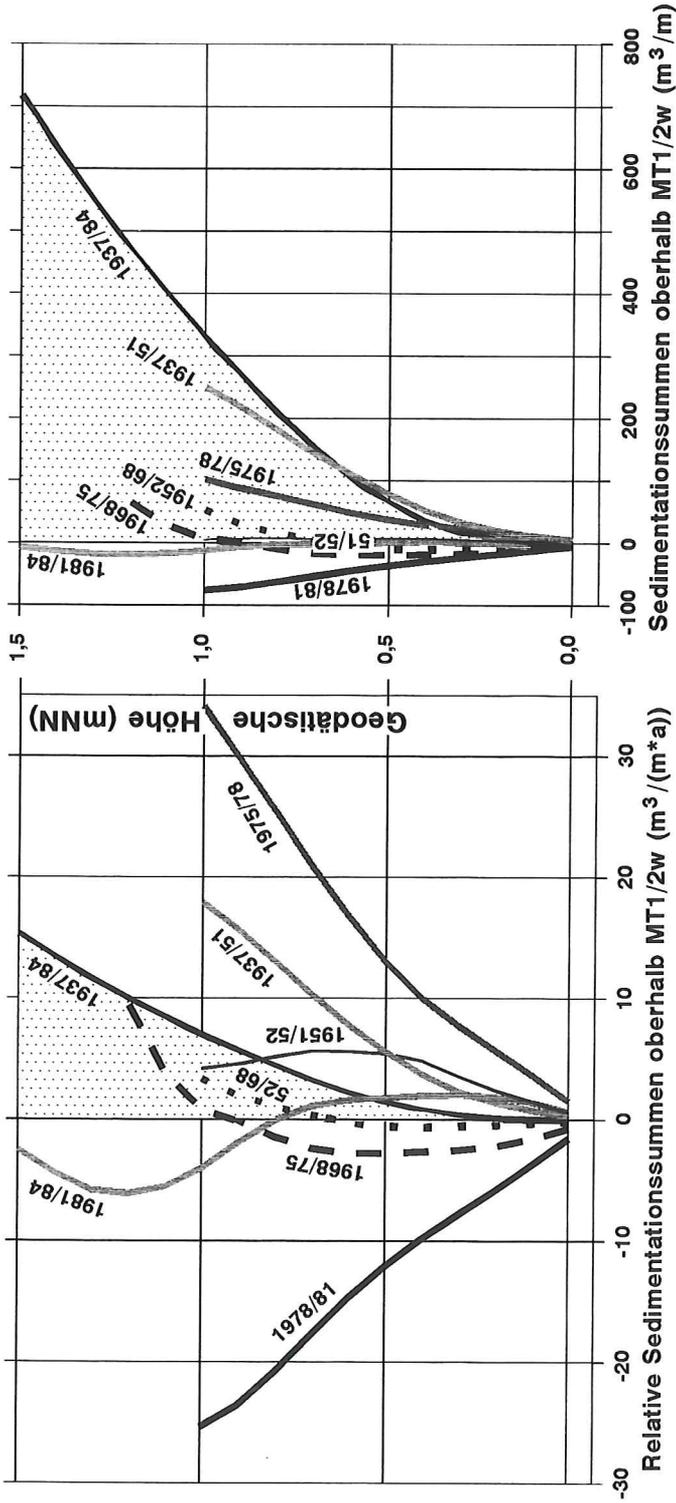


Abb. 2.7a. Relative Sedimentationssummen oberhalb MT1/2w.

Abb. 2.7b. Absolute Sedimentationssummen oberhalb MT1/2w.

Abb. 2.7. Sedimentationssummen oberhalb MT1/2w im Untersuchungsgebiet GB 55 (Gesamtzeitraum schraffiert).

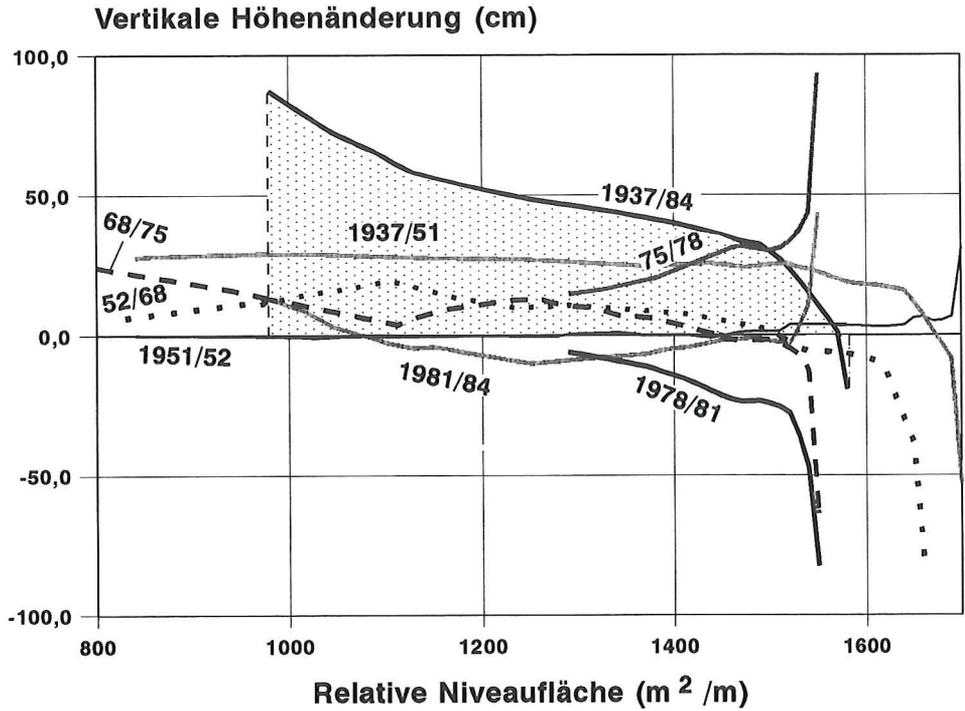


Abb. 2.8a. Profile absoluter vertikaler Sedimentationen im Untersuchungsgebiet GB 55 bezogen auf NN.

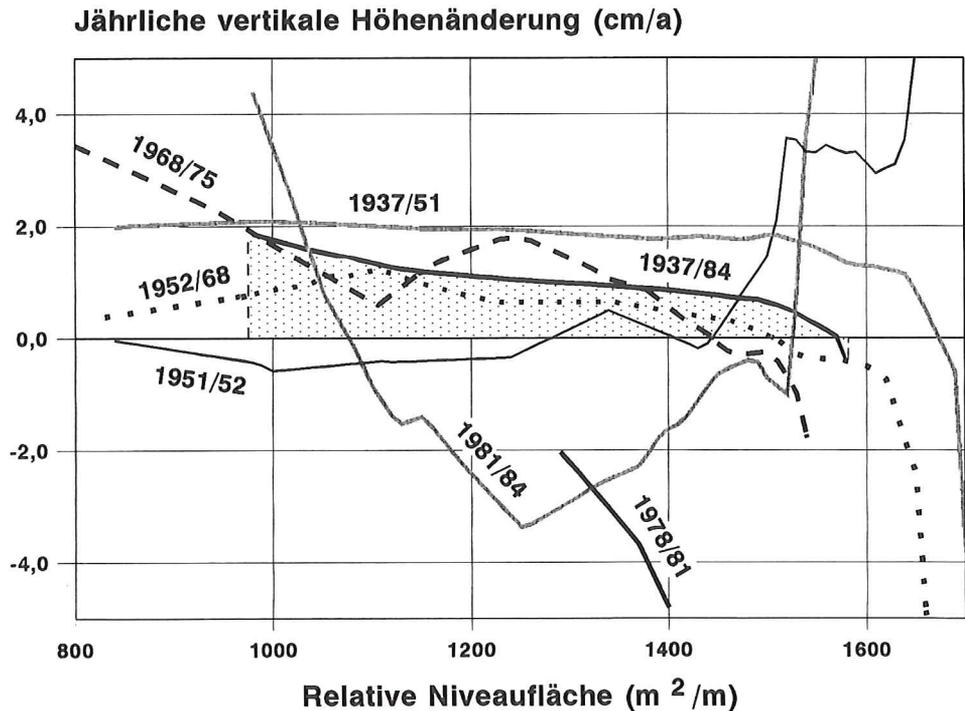


Abb. 2.8b. Profile relativer vertikaler Sedimentationen im Untersuchungsgebiet GB 55 bezogen auf NN.

Abb. 2.8. Profile vertikaler Sedimentationen im Untersuchungsgebiet GB 55 bezogen auf NN (Gesamtzeitraum schraffiert).

Untersuchungsgebiet GB 55 betrug z. B. die mittlere Höhenänderung von 1937 bis 1984 im Bereich zwischen 980 m und 1500 m vor dem Deichfuß 1,12 cm/a bzw. 52,7 cm.

Ähnlich den Profilen horizontaler Sedimentationen (s. Abschnitt 2.4.2) zeigen auch die Profile vertikaler Sedimentationen der verschiedenen Vermessungszeiträume ein sehr differentes Verhalten. Der Vergleich von Profilen aufeinanderfolgender Zeiträume zeigt, daß Akkumulationsmaxima im hohen Watt im nachfolgenden Vermessungszeitraum durch geringere Akkumulationsraten oder Erosionen („Fehlstellen“) ausgeglichen werden (vgl. Vermessungszeiträume 1968 bis 1975 und 1981 bis 1984 in Abb. 2.8) bzw. Akkumulationsminima durch verstärkte Sedimentationen, so daß sich langfristig Akkumulationsraten mit normalerweise stetiger Abnahme über die Untersuchungsgebietstiefe einstellen (vgl. Vermessungszeitraum 1937 bis 1984 in Abb. 2.8).

Zum einen folgt daraus, daß die Größe der Akkumulations- oder Erosionsraten von der vorhandenen Geländeneigung abhängig ist, und zum anderen, daß zwischen MT1/2w und MThw in Abhängigkeit von der während des Entwicklungsprozesses erreichten Geländehöhe die im Untersuchungsgebiet für diese Höhe typische Geländeneigung langfristig erhalten bleibt. Steilere Neigungen oder Gefällewechsel werden durch nachfolgende Sedimentationen oder Erosionen ausgeglichen (vgl. z. B. Vermessungsjahrgang 1968 und 1975 in Abb. 2.3), so daß es zu einer quasi Parallelverschiebung des mittleren Geländeprofiles kommt. Die mittlere Geländeneigung liegt regional unterschiedlich i. a. zwischen etwa 1 : 600 und 1 : 1000.

Oberhalb des MThw-Niveaus, d. h. oberhalb der Vorlandgrenze, nehmen die Akkumulationen bedingt durch geringere Überflutungshäufigkeiten mit zunehmender Geländehöhe ab, so daß sich am Übergang vom Vorland zum hohen Watt ein Gefällewechsel ausbildet. Gleichzeitig überschreitet die landseitige Vorlandhöhe eine tidehubabhängige Grenzhöhe nicht, die für Tidehübe $> 3,00$ m MThw $+0,54$ m beträgt (s. Abb. 2.9). Dies hat eine zunehmende Verflachung des mittleren Profils (Verteilung der relativen Niveauflächen) im eigentlichen Vorlandbereich zur Folge (s. Abb. 2.3).

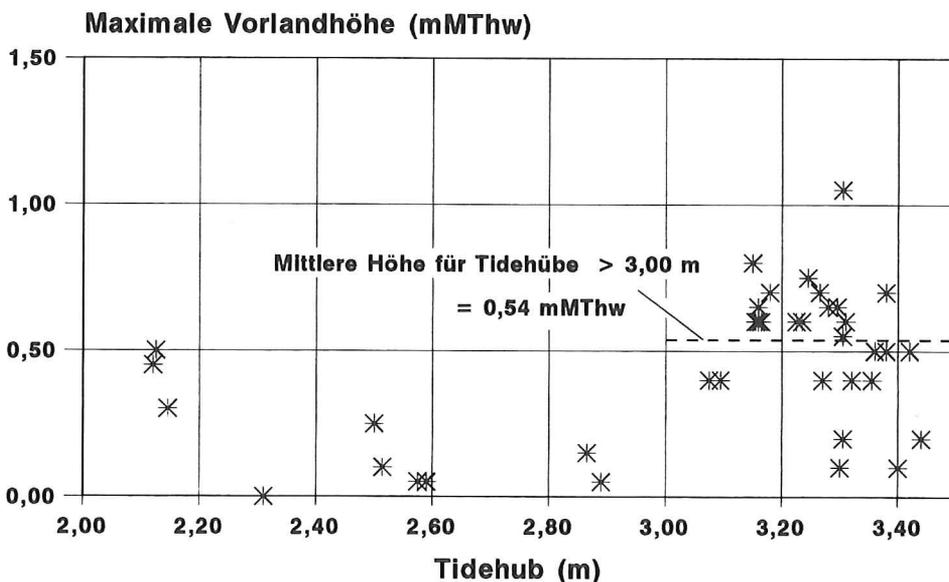


Abb. 2.9. Vorlandgrenzhöhe in Abhängigkeit vom Tidehub (nach OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991b).

2.4.5 Vertikale Akkumulationsraten unter Berücksichtigung der MThw-Änderung

Die aus den auf die geodätische Höhe (in m NN) bezogenen Niveauflächenverteilungen ermittelten vertikalen Akkumulationen geben die geodätische Höhenänderung zwischen zwei Vermessungen eines Untersuchungsgebietes an. Daraus ist aber noch nicht abzuleiten, ob das Vorland und das hohe Watt in der Lage sind, den veränderten Tideverhältnissen (vgl. a. Abb. 2.10 und Tab. 2.1) insbesondere den steigenden Hochwasserständen zu folgen.

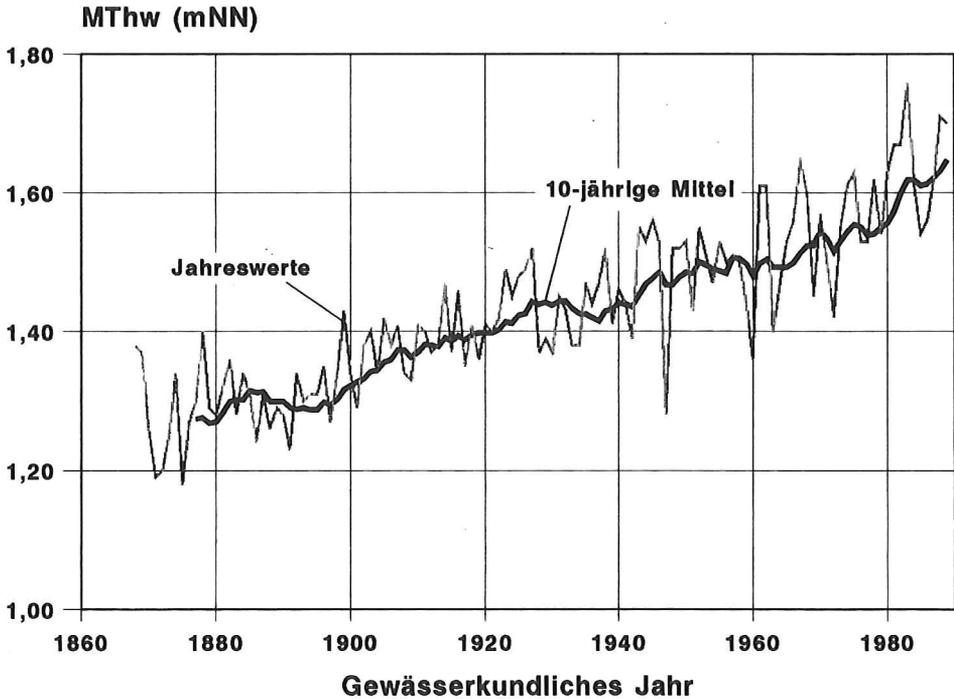


Abb. 2.10. MThw am Pegel Husum Jahreswerte und 10jährige Mittelwerte (nach OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991a).

Die für die Auswertungen herangezogenen Tidewasserstände werden aus den Jahresmittelwerten benachbarter Pegel ermittelt, die vom KFKI-Projekt „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ zur Verfügung gestellt wurden. Da morphologische Entwicklungsstadien das Ergebnis längerfristiger Prozesse sind, werden für das jeweilige Vermessungsjahr die Wasserstandsmittelwerte der zurückliegenden 10 Jahre bestimmt (s. Abb. 2.10). Um die Wasserstandshöhendifferenzen im Untersuchungsgebiet zum Bezugspegel zu berücksichtigen, werden diese 10jährigen Mittelwerte nach den Auswertungen von SIEFERT u. LASSEN (1985) lokal beschickt (s. Tab. 2.1).

Um eingetretene Wasserstandsveränderungen berücksichtigen zu können, werden die Verteilungen der relativen Niveauflächen als

$$\text{Höhe (m NN)} = f [\text{Länge (m}^2/\text{m)}]$$

mit:

Tabelle 2.1. Zusammenstellung signifikanter Wasserstands- und morphologischer Daten des Untersuchungsgebietes GB 55 (Bezugspegel Husum)

Vermessungsjahr	MThw ₁₀ (mNN)	MTnw ₁₀ (mNN)	MThb ₁₀ (m)	A _t (km ²)	X _{t m} (m ² /m)	A _{MThw t} (10 ⁵ m ²)	X _{MThw t} (m ² /m)
1937	1,40	-1,66	3,06	2,99	1744,4	2,5	145,9
1951	1,46	-1,56	3,02	2,92	1700,0		
1952	1,48	-1,54	3,02	2,93	1705,9		
1968	1,50	-1,63	3,13	2,85	1660,6		
1975	1,52	-1,65	3,17	2,66	1550,6	9,6	558,0
1978	1,52	-1,68	3,20	2,78	1617,3		
1981	1,55	-1,67	3,22	2,66	1550,0	15,8	919,2
1984	1,60	-1,64	3,24	2,73	1588,6	16,8	976,5

lokale Beschickung des Bezugspegels Husum (nach SIEFERT u. LASSEN, 1985):
 $\Delta h_{MThw} = -0,02$ m
 $\Delta h_{MTnw} = +0,20$ m
A_t = Gebietsgrundfläche zwischen Deichfuß und -1,00 mNN oder Talweg eines Prieles im Vermessungsjahr t
X_{t m} = mittlere Gebietstiefe zwischen Deichfuß und -1,00 mNN oder Talweg eines Prieles im Vermessungsjahr t
A_{MThw t} = Vorlandfläche zwischen Deichfuß und MThw im Vermessungsjahr t
X_{MThw t} = Vorlandtiefe zwischen Deichfuß und MThw im Vermessungsjahr t

Höhe (m NN) = aus dem Kartenmaterial ermittelte Geländehöhe in (m NN)

Länge (m²/m) = Niveaufläche/Gebietsgrundlinienlänge in (m²)/(m)

eines Untersuchungsgebietes auf das jeweils zugehörige 10jährige übergreifende Mittel der MThw bezogen, so daß sich die transformierten Verteilungen der relativen Niveauflächen (s. Abb. 2.11) ergeben zu

$$\text{Höhe (m MThw}_{10}) = f [\text{Länge (m}^2/\text{m)}]$$

mit:

$$\text{Höhe (m MThw}_{10}) = \text{Höhe (m NN)} - 10\text{jähriges MThw des Vermessungsjahres (m NN)}.$$

Mit diesem geänderten Bezugssystem ist eine Verminderung der Akkumulationen bzw. eine Zunahme der Erosionen verbunden (s. Abb. 2.12). Im Beispielgebiet GB 55 vermindert sich die mittlere Akkumulationsrate für den Zeitraum 1937 bis 1984 von 1,12 cm/a auf 0,69 cm/a (vgl. Abb. 2.8b und Abb. 2.12) bzw. von 52,7 cm auf 36,7 cm.

Es zeigt sich, daß Untersuchungsgebiete, die nach konventionellen Vermessungsauswertungen leicht positive Höhenveränderungen aufweisen, unter Berücksichtigung der veränderten MThw gerade noch den Wasserständen folgen können oder sogar in die Verlustzone geraten. Selbst klassische Anwachgebiete wie z. B. die Vorländer entlang des Damms zur Hamburger Hallig zeigen auf der Grundlage der transformierten Verteilungen der relativen Niveauflächen deutlich geringere Akkumulationsraten (s. OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991a; OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991b). Eine Zusammenstellung der lokal unterschiedlichen Entwicklungstendenzen ist z. Zt. noch in Vorbereitung (OSTERTHUN, 1993).

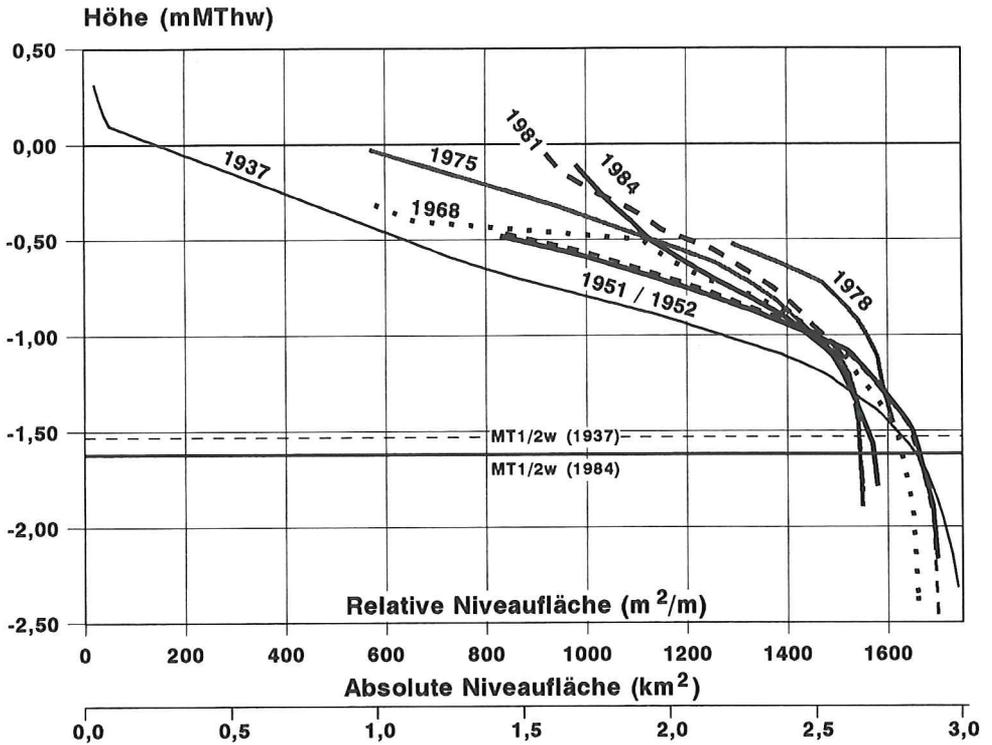


Abb. 2.11. Verteilungen der relativen Niveaulächen im Untersuchungsgebiet GB 55 bezogen auf MThw₁₀.

Relative vertikale Höhenänderung (cm/a)

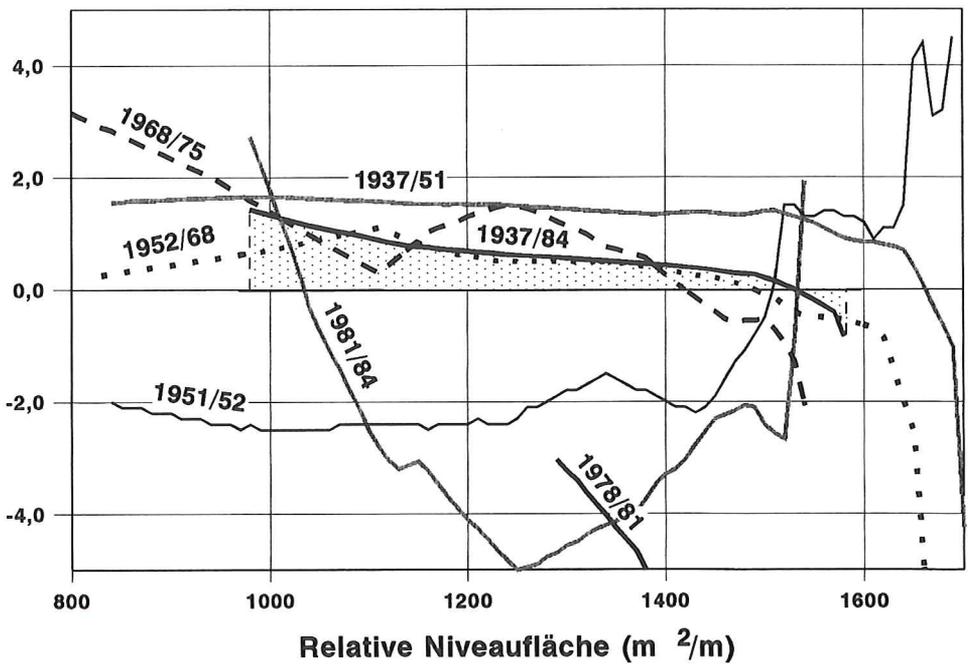


Abb. 2.12. Profile relativer vertikaler Sedimentationen im Untersuchungsgebiet GB 55 bezogen auf MThw₁₀ (Gesamtzeitraum schraffiert).

2.4.6 Verteilungen normierter Niveauflächen

Um Gebiete unterschiedlicher Geländeneigung und -ausdehnung vergleichen und klassifizieren zu können, werden die transformierten Verteilungen der relativen Niveauflächen (s. Abschnitt 2.4.5) auf das Wasservolumen oberhalb MT1/2w bezogen, wobei gilt:

$$A_{\text{normi}} = \frac{Al_i - Al_{\text{MT1/2w}}}{Al_{\text{MThw}} - Al_{\text{MT1/2w}}} \quad (-) \quad (2.1)$$

mit:

Al_i (m²/m) = Verteilung der relativen Niveauflächen der Höhe h_i (m MThw),
 $Al_{\text{MT1/2w}}$ (m²/m) = Verteilung der relativen Niveauflächen der Höhe MT1/2w (m MThw),
 Al_{MThw} (m²/m) = Verteilung der relativen Niveauflächen der Höhe MThw (m MThw).

Dabei gilt:

$A_{\text{norm}}(\text{MThw}) = 1,$
 $A_{\text{norm}}(\text{MT1/2w}) = 0.$

Da die Untersuchungsgebiete vom Low Mesotidal- über den High Mesotidal- bis zum Low Macrotidal-Bereich (s. Tab. 2.2) festgelegt wurden, ist es erforderlich, auch eine Normierung über die Höhe vorzunehmen, d. h., die Geländehöhe (m MThw) wird auf den Tidehub (m) bezogen

$$h_{\text{normi}} = \frac{h_i}{h_{\text{MThw}} - h_{\text{MTnw}}} \quad (-) \quad (2.2)$$

mit:

h_i (m MThw) = zur relativen Niveaufläche Al_i (m²/m) zugehörige Geländehöhe,
 h_{MThw} (m MThw) = transformierte MThw-Höhe = 0 m MThw
 h_{MTnw} (m MThw) = transformierte MTnw-Höhe = -|MThb|

Dabei gilt:

$h_{\text{norm}}(\text{MThw}) = 0$
 $h_{\text{norm}}(\text{MT1/2w}) = -0,5$

Mit diesen in Abbildung 2.13 schematisch dargestellten Verteilungen der zweifach normierten Niveauflächen ist es möglich, eine generelle Formunterscheidung des hohen Watts oberhalb MT1/2w vorzunehmen.

Tabelle 2.2. Einteilung der Gezeitenformen nach HAYES (1979), angepaßt für das Wattenmeer der Nordsee nach DIECKMANN (1985)

Gezeitenform nach HAYES angepaßt nach DIECKMANN	Tidehub (m)
Microtidal	0,00 bis 1,00
Low Mesotidal	1,00 bis 2,00
High Mesotidal	2,00 bis 3,00
Low Macrotidal	3,00 bis 5,00
Macrotidal	> 5,00

Es lassen sich dabei vier Haupttypen (1 bis 4) festlegen, die unabhängig vom Tidehub auftreten, sowie ein zusätzlicher Typ 5, der nur als Entwicklungsstufe vorkommt (vgl. Tab. 2.3):

– Formtyp 1, der im Tidehubbereich 2,30 m bis 3,30 m auftritt, ist der häufigste und stabilste

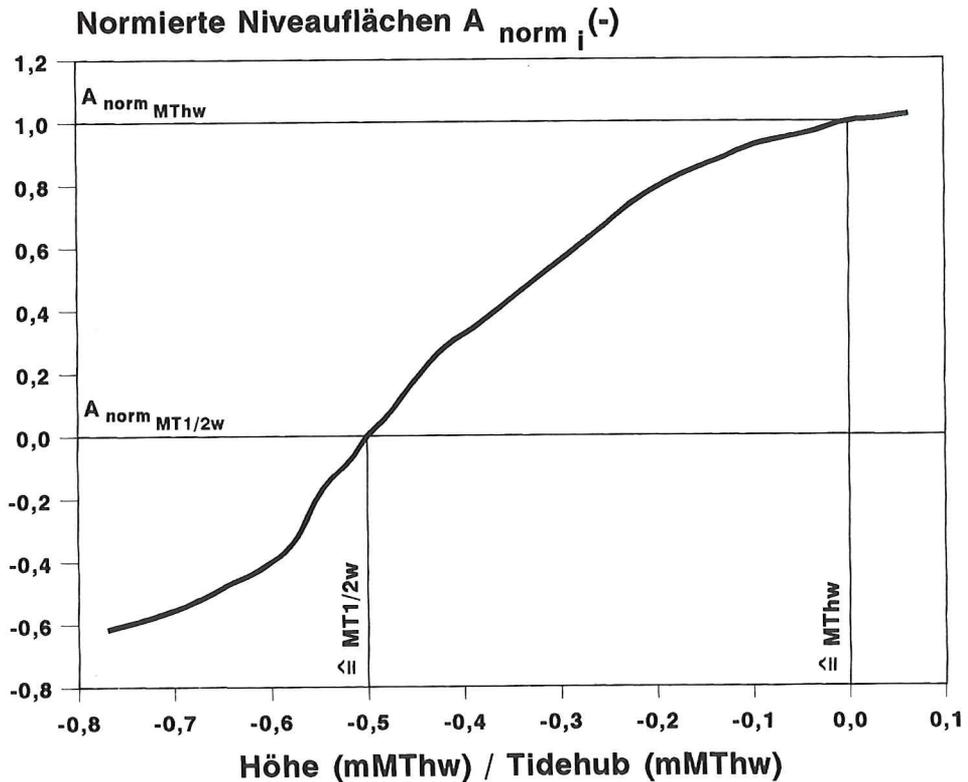


Abb. 2.13. Verteilung zweifach normierter Niveaulflächen (schematisch)
(nach OSTERTHUN u. PARTENSCKY, 1991b).

- Formtyp des hohen Watts. Er zeichnet sich durch über die Untersuchungsgebietstiefe gleichmäßige Akkumulationsraten aus;
- Formtyp 2, der im Tidehubbereich 2,13 m bis 3,40 m vorkommt, aber nur im unteren High Mesotidal-Bereich (vgl. Tab. 2.2) stabil ist und gleichmäßige Akkumulationsraten aufweist;
 - Formtyp 3, der nur selten im unteren Low Macrotidal-Bereich (vgl. Tab. 2.2) zwischen 3,15 m und 3,30 m Tidehub anzutreffen ist, unregelmäßige Akkumulationsraten zeigt und selten eine stabile Geländeform ist;
 - Formtyp 4, bei Tidehüben von 2,80 m bis 3,55 m vorkommend (oberes High Mesotidal bis unteres Low Macrotidal [vgl. Tab. 2.2]), ist in den meisten Fällen nur eine Zwischenstufe in der Entwicklung und weist daher vorwiegend unregelmäßige Akkumulationsraten über die Untersuchungsgebietstiefe auf, die letztendlich zu Profilveränderungen führen;
 - Formtyp 5 ist die seltenste Geländeform in einem Tidehubbereich von 3,40 m. Er ist durch stark wechselnde Akkumulationen und Erosionen gekennzeichnet und tritt ausschließlich als Zwischenstufe in der Entwicklung auf.
- Zum Zeitpunkt der ersten vorliegenden Vermessung (1937) muß das Beispielgebiet GB 55 dem instabilen Formtyp 5 zugerechnet werden, der zwischen 1951 und 1981 durch den etwas stabileren Formtyp 3 abgelöst wurde. Bis 1984 hat sich das Gebiet wieder zum Formtyp 5 hin entwickelt, so daß hier zukünftig mit umfangreicheren Änderungen im Sedimentationsverhalten zu rechnen ist (s. Abb. 2.14).

Tabelle 2.3. Klassifizierung des hohen Watts oberhalb $MT \frac{1}{2}w$ (nach OSTERHUN u. PARTENSKY, 1991b)

Typ	Form	Tidehub (m)		Akkumulationsraten bzw. -verlauf zwischen $MThw$ und $MT \frac{1}{2}w$	Stabilität
		min	max		
1		2,30	3,30	im landnahen Bereich überwiegend gleichmäßig und positiv	stabilster und häufigster Formtyp
2		2,13	3,40	unregelmäßig, nur bei kleinem Tidehub gleichmäßig	im unteren high mesotidal-Bereich stabil
3		3,15	3,30	unregelmäßig, teilweise sehr hoch, bereichsweise wechselnd	nicht sehr stabil
4		2,80	3,55	unregelmäßig über die Vorlandtiefe	häufig nur Zwischenstadium in der Entwicklung, selten stabil
5		3,40		stark wechselnd zwischen Erosionen und Akkumulationen	tritt nur als Zwischenstadium in der Entwicklung auf

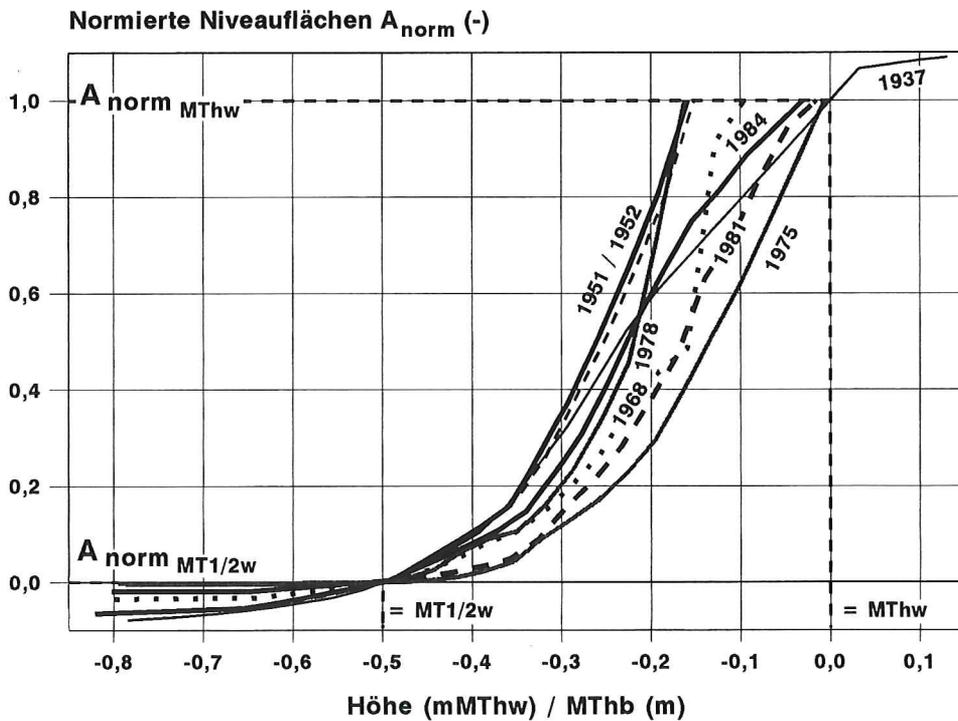


Abb. 2.14. Verteilungen der zweifach normierten Niveauflächen des Untersuchungsgebietes GB 55.

2.5 Signifikante vertikale und horizontale Akkumulationsraten

Die Größe der mittleren vertikalen Höhenänderung ist von verschiedensten Randbedingungen abhängig (z. B. Ausgangshöhe, Länge des betrachteten Zeitraumes, geographische Lage, küstenparallele Strömungen, Geländeneigung usw.), so daß keine allgemeingültigen vertikalen Anwachsdaten für hohes Watt und Vorland in der Deutschen Bucht anzugeben sind. In kurzen Beobachtungszeiträumen können maximale Akkumulationsraten von bis zu 20 cm/a erreicht werden, die durch spätere Erosionen teilweise aufgezehrt werden, so daß langfristig in Gebieten mit günstigem Anwachsverhalten mittlere vertikale Akkumulationsraten von bis zu 1,50 cm/a erreicht werden (z. B. Damm zur Hamburger Hallig, Damm nach Nordstrand, vor Sönke-Nissen-Koog). In Gebieten mit durchschnittlichem Anwachsverhalten werden im langfristigen Mittel Höhenänderungen von 0,30 cm/a bis 1,00 cm/a erreicht (z. B. Damm nach Nordstrandischmoor, Damm Oland-Langeneß, westlich Langlütjen I [Butjadingen], vor Neßmersiel). Bei geringeren jährlichen Höhenänderungen (z. B. Wurster Küste, Südseite Hindenburgdamm) werden die durch steigende Tidehochwasserstände (Pegel Husum z. B. 0,33 cm/a von 1877 bis 1989 [vgl. Abb. 2.10]) verursachten relativen Höhenverluste durch Nachwachsen des hohen Watts nicht mehr ausreichend ausgeglichen.

Lahnungsbaumaßnahmen im Bereich zwischen etwa MThw $-0,50$ m und MThw wirken als Beschleuniger bzw. Initiator für Vorland(neu)bildung, wobei in diesem Höhenbereich spontane, große seewärtige Verlagerungen von bis zu maximal 50 m/a erreicht werden können, die sich später verlangsamen, durch Grüpparbeiten jedoch wesentlich gefördert werden können. Im langjährigen Mittel schwanken die seewärtigen Verlagerungsraten des Höhenbereiches um das Niveau MThw $-0,50$ m gebietsabhängig zwischen 5 m/a und 20 m/a.

3. Numerische Simulation vorlandformender Prozesse

3.1 Allgemeines

Ziel des Projektbereiches II „Numerische Simulation vorlandformender Prozesse“ des Forschungsprojektes „Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen“, der seit 1989 bearbeitet wird, war die Entwicklung eines mathematischen Modells, das es ermöglicht, die morphologischen Vorgänge und Veränderungen im für den Küsten- bzw. Naturschutz bedeutenden Vorland zu beschreiben sowie, nach entsprechender Eichung des mathematischen Modells, die zu erwartenden Umlagerungen im Vorlandbereich zu prognostizieren.

Die morphologische Entwicklung im Vorlandbereich ist überwiegend eine Folge des Sediment- bzw. Schwebstofftransportes durch die Tidebewegung. Die hydrodynamischen und sedimentologischen Vorgänge und ihre Interaktionen sind dabei jedoch sehr komplex. Wegen des begrenzten Umfangs können in diesem Beitrag nur die Grundzüge des numerischen Modells vorgestellt und das Sedimentationsverhalten der Schwebstoffe sowie das Erosionsverhalten der kohäsiven Schlicke kurz erläutert werden. Abschließend werden die Simulationsergebnisse an Beispielen aufgezeigt.

3.2 Vorlandprofile und Systemdiskretisierung

Die Verteilungen der relativen Niveauflächen eines Vorlandabschnitts aus den Kartenauswertungen des Projektbereiches I „Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung“

(s. Abschnitt 2 und OSTERTHUN und PARTENSKY, 1991a) können als mittlere Vorlandprofile angesehen werden und dienen als Ausgangs- und Eichprofile.

Das jeweilige Vorlandprofil wird dabei nach der Finite-Elemente-Methode (FEM) diskretisiert (s. Abb. 3.1). Dabei liegt die x -Richtung senkrecht zur Küstenlinie mit einem konstanten Elementabstand δx . Die z -Achse ist als geodätische Höhe in [m NN] definiert. Der Nullpunkt der x -Achse liegt am Deichfuß und der letzte Knotenpunkt n_x am seeseitigen Eingangsquerschnitt (ZHU, 1992).

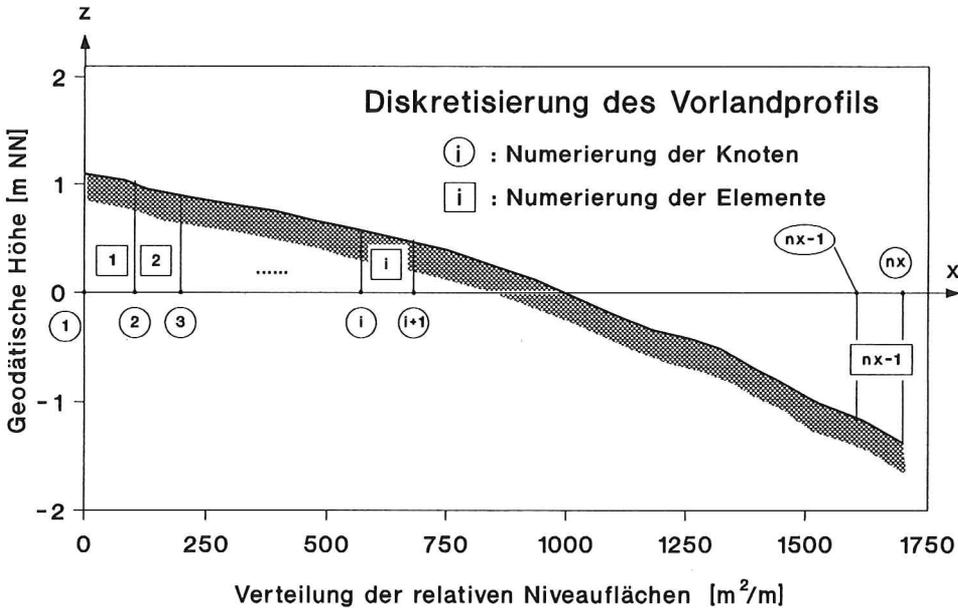


Abb. 3.1. Diskretisierung des Vorlandprofils (ZHU u. PARTENSKY, 1991).

3.3 Sedimenttransport im Vorland

Der Sedimenttransport im Vorlandbereich ist überwiegend ein Schwebstofftransport (WOHLENBERG, 1954). Die Schwebstofffracht aus dem Meer wird während der Flutphase in den Vorlandbereich gebracht, wobei sich in Abhängigkeit von den Strömungsverhältnissen Schwebstoffe im Vorland absetzen oder auch Bodenfeststoffe erodiert werden (Resuspendierung). Nicht alle im Lauf einer Tide abgesetzten Schwebstoffe verbleiben dabei im Vorlandbereich. Ein beträchtlicher Anteil derselben wird vielmehr innerhalb eines Tideablaufes resuspendiert und durch den Ebbestrom in den Seebereich zurückgeführt.

3.3.1 Sedimenttransportgleichung

Die Grundgleichung für den Schwebstofftransport im mathematischen Modell ergibt sich aus der Massenbilanzbetrachtung. Sie lautet in allgemeiner, dreidimensionaler Form (TESSON und FRITSCH, 1988):

$$\underbrace{\frac{\partial C}{\partial t}}_{\text{Änderungsrate}} + \underbrace{U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} + W \frac{\partial C}{\partial z}}_{\text{konvektiver Transport der Strömung}} = \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right)}_{\text{diffusiver Transport der Turbulenz}} + \underbrace{S}_{\text{Quell- und Sinkterm}} \quad (3.1)$$

Darin bedeuten:

C	: Suspensionskonzentration	in [g/l]
U, V, W	: Geschwindigkeitskomponenten in der x-, y- und z-Richtung	in [cm/s]
D _x , D _y , D _z	: Diffusionskoeffizienten in der x-, y- und z-Richtung	
S	: Sink- bzw. Quellterm	in [kg/(s · m ³)]

Der zu simulierende Vorlandbereich ist im mittleren Vorlandprofil (die relative Verteilung der Niveauflächen) zusammengefaßt, so daß die Transportgleichung (3.1) auf eine zweidimensionale (x, z-Ebene) Form reduziert werden kann:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + W \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) + S \quad (3.2)$$

Da das Gefälle der Schwebstoffkonzentration in x-Richtung vernachlässigbar klein gegenüber der z-Richtung ist, kann die Transportgleichung (3.2) weiter vereinfacht werden zu:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + W \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) + S \quad (3.3)$$

Da es Aufgabe der numerischen Simulation ist, die Sedimenttransportprozesse innerhalb des gesamten Wasserkörpers über dem Vorland und hohen Watt zu simulieren, erscheint es zulässig, die Suspensionskonzentration C und die Strömungsgeschwindigkeit U zu über die Tiefe gemittelten Werten zusammenzufassen, so daß die Transportgleichung schließlich vereinfacht in die eindimensionale Form übergeht:

$$\frac{\partial C_m(x, t)}{\partial t} + U_m(x, t) \frac{\partial C_m(x, t)}{\partial x} = S(x, t) \quad (3.4)$$

3.3.2 Schwebstoffgehalt

Der mittlere Schwebstoffgehalt $C_m(x, t)$ und dessen Veränderungen während eines Tideablaufes sind auf dem jeweils zu untersuchenden Vorlandbereich unbekannt und könnten nur durch umfangreiche Naturmessungen bestimmt werden. Für die zeitliche Veränderung der mittleren Schwebstoffkonzentration während der Flutstromphase wurde deshalb am seeseitigen Eingangsquerschnitt vereinfachend ein sinusförmiger Verlauf der mittleren Schwebstoffkonzentration mit einem konstanten maximalen Wert C_{\max} angenommen (s. Abb. 3.2). Letzterer hängt vom Tidehub sowie von den örtlichen Randbedingungen ab und kann erst während der numerischen Simulation iterativ bestimmt werden.

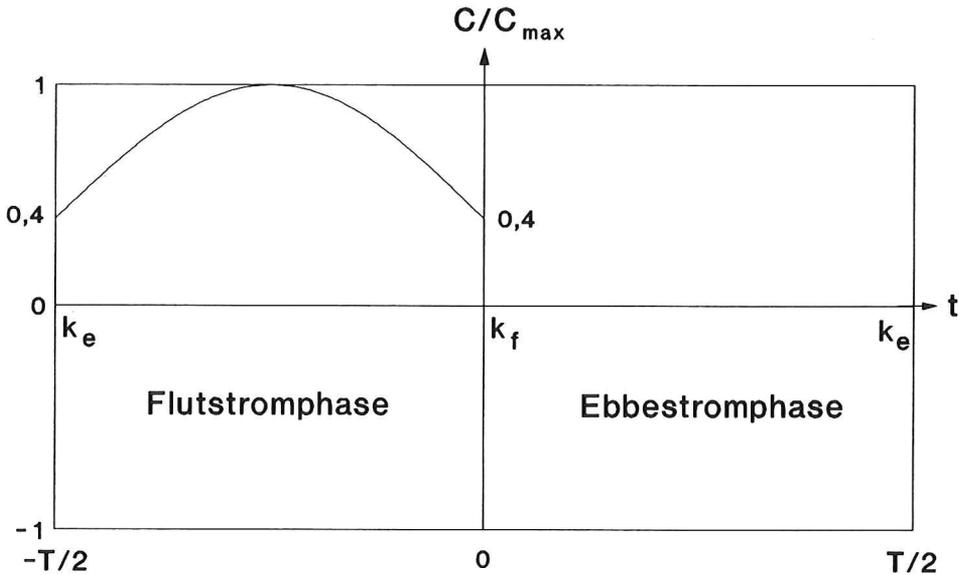


Abb. 3.2. Angenommener zeitlicher Verlauf der Schwebstoffkonzentration.

3.3.3 Sedimentations- und Erosionsverhalten

Der Sink- und Quellterm S der Sedimenttransportgleichung beschreibt, wieviel Sediment innerhalb des Zeitschritts δt auf der Strecke δx abgelagert bzw. erodiert wird. Dabei gilt:

$$S = -Q_d + Q_e \quad (3.5)$$

mit Q_d : Ablagerungsrate in $[\text{kg}/(\text{s} \cdot \text{m}^3)]$
 Q_e : Erosionsrate in $[\text{kg}/(\text{s} \cdot \text{m}^3)]$

Maßgebend für den Absetz- bzw. Erosionsvorgang an der Sohle ist die Schubspannung τ_o an der Vorlandoberfläche infolge der Tidenströmung. In der Regel wurde jedoch nicht die Schubspannung τ_o , sondern die Schubspannungsgeschwindigkeit U_* in den nachfolgenden Berechnungen verwendet. Die Schubspannungsgeschwindigkeit U_* ist dabei wie folgt definiert:

$$U_* = \sqrt{\tau_o / \rho} \quad (3.6)$$

mit U_* : Schubspannungsgeschwindigkeit in $[\text{cm}/\text{s}]$
 τ_o : Schubspannung in $[\text{dyn}/\text{cm}^2]$
 ρ : Dichte der Flüssigkeit in $[\text{g}/\text{cm}^3]$

Unter der Voraussetzung einer turbulenten Strömung mit hydraulisch glatter Sohle gilt für die Beziehung zwischen der Schubspannungsgeschwindigkeit U_* und der mittleren Strömungsgeschwindigkeit U_m der folgende Ansatz (ZANKE, 1982):

$$U_m = 2,5 \cdot U_* \cdot \ln 3,32 \frac{U_* \cdot h}{\nu} \quad (3.7)$$

mit U_m : mittlere Strömungsgeschwindigkeit	in [cm/s]
U_* : Schubspannungsgeschwindigkeit	in [cm/s]
h : Wassertiefe	in [cm]
ν : kinematische Zähigkeit	in [cm ² /s]

3.3.3.1 Sedimentationsverhalten

KRONE (1962) hat aus seinen Untersuchungen die Abhängigkeit der Depositionsrate Q_d von der Schubspannungsgeschwindigkeit U_* , dem Schwebstoffgehalt C und der Absinkgeschwindigkeit W_s der in Suspension befindlichen Schwebstoffe wie folgt ermittelt, wobei $U_* < U_{*d}$:

$$Q_d = \left[1 - \left(\frac{U_*}{U_{*d}} \right)^2 \right] \cdot W_s \cdot C_m \cdot \delta_x \cdot \delta t \quad (3.8)$$

mit Q_d : Ablagerungsrate in einem Element innerhalb des Zeitabschnittes δt	
U_{*d} : kritische Schubspannungsgeschwindigkeit	in [cm/s]
C_m : Schwebstoffgehalt	in [g/l]
δx : Wegschritt, für die numerische Simulation gewählt zu 50 m	
δt : Zeitschritt, für die numerische Simulation gewählt zu 40 s	
W_s : Absinkgeschwindigkeit	in [cm/s]

Die Absinkgeschwindigkeit W_s hängt ihrerseits vom Schwebstoffgehalt C ab, wobei gilt:

$$W_s = 0,01 \cdot C^{4/3} \quad [\text{cm/s}] \quad \text{für} \quad C \leq 10,0 \quad [\text{g/l}] \quad (3.9)$$

Nach KRONE (1962) ergibt sich die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*d} für die Sedimentation zu:

$$U_{*d} = \sqrt{0,60} \quad [\text{cm/s}] \quad \text{für} \quad C_m \leq 0,30 \quad [\text{g/l}] \quad (3.10a)$$

$$U_{*d} = \sqrt{0,78} \quad [\text{cm/s}] \quad \text{für} \quad 0,30 < C_m \leq 10,0 \quad [\text{g/l}] \quad (3.10b)$$

3.3.3.2 Erosionsverhalten

Eine mathematische Erfassung des Erosionsverhaltens des bindigen Bodens ist außerordentlich schwierig, da sie von einer Reihe von Faktoren abhängig ist, deren Einfluß und deren Zusammenwirken noch nicht völlig geklärt ist. Nach PARTHENIADES (1962) ergibt sich mit ($U_* > U_{*e}$) die Erosionsrate Q_e zu:

$$Q_e = M \cdot \left[\left(\frac{U_*}{U_{*e}} \right)^2 - 1 \right] \cdot \delta x \cdot \delta t \quad (3.11)$$

Demnach ist die Erosionsrate Q_e abhängig von:

- der Schubspannungsgeschwindigkeit U_* ,
- der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*e} für den Erosionsvorgang am Boden und
- der Erosionskonstante M .

Die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*e} und der Erosionsbeiwert M hängen von den folgenden Einflußgrößen und Randbedingungen ab (NICHOLS, 1984):

- Bodenwassergehalt,
- Bodenstruktur,

- Bodendichte (Bodenfeststoffgehalt),
- Bodenvorgeschichte,
- Temperatur, CEC (cation exchange capacity),
- SAR (sodium adsorption ratio),
- organischer Gehalt, Flora, Fauna usw.

Vereinfachend wird in der numerischen Simulation nur der Bodenfeststoffgehalt C_b berücksichtigt, der von der Trocken- und Konsolidierungsdauer t abhängig ist.

3.3.3.2.1 Ansätze von MIGNIOT und TESSON

TESSON (1985) hat auf der Grundlage der Untersuchungsdaten von MIGNIOT (1981) mit Schlick aus dem Loire-Ästuar mit einem Anfangsfeststoffgehalt von 100 g/l die folgenden empirischen Ansätze für den Bodenfeststoffgehalt ermittelt:

$$C_b = 136,2 \cdot \lg(t + 5,42) \text{ [g/l]} \text{ für } 0 \leq t \leq 24 \text{ [h]} \quad (3.12a)$$

mit t = Trocken- bzw. Konsolidierungsdauer in [h]

$$C_b = 200 + 70 \cdot \lg(t) \text{ [g/l]} \text{ für } t > 24 \text{ [h]} \quad (3.12b)$$

mit t = Trocken- bzw. Konsolidierungsdauer in [d]

Ausgehend von den Untersuchungsergebnissen von MIGNIOT (1981), hat TESSON (1984) für das Loire-Ästuar die Abhängigkeit der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*c} vom Bodenfeststoffgehalt C_b wie folgt bestimmt:

$$U_{*c} = 3,2 \cdot 10^{-3} \cdot C_b^{1,175} \text{ [cm/s]} \text{ für } C_b \leq 240 \text{ [g/l]} \quad (3.13a)$$

$$U_{*c} = 5,06 \cdot 10^{-6} \cdot C_b^{2,35} \text{ [cm/s]} \text{ für } C_b > 240 \text{ [g/l]} \quad (3.13b)$$

3.3.3.2.2 Eigene Ansätze

Da die Ansätze von MIGNIOT und TESSON nicht direkt auf die Verhältnisse an der deutschen Nordseeküste übertragbar sind, war es erforderlich, eigene Ansätze für die Simulation zu entwickeln. Dabei wurden anhand der vorhandenen Vorlandeichprofile iterativ neue empirische Ansätze für den Bodenfeststoffgehalt im nordfriesischen Wattenmeer bestimmt (ZHU u. PARTENSKY, 1991). Die empirisch bestimmten Kenngrößen in den Ansätzen sind dabei von Ort zu Ort unterschiedlich. Für eine Reihe von Vorlandgebieten des nordfriesischen Wattenmeeres wurden die folgenden Beziehungen ermittelt (ZHU, 1992):

$$C_b = 20 + t \text{ [g/l]} \text{ für } 0 \leq t \leq 6 \text{ [h]} \quad (3.14a)$$

$$C_b = 436,4 - 161,1 \cdot t + 20,99 \cdot t^2 - 0,785 \cdot t^3 \text{ [g/l]} \text{ für } 6 < t \leq 12 \text{ [h]} \quad (3.14b)$$

Für den Zeitraum 12 h bis 24 h konnte der Ansatz von MIGNIOT und TESSON übernommen werden [vgl. Gl. (3.12a)]:

$$C_b = 136,2 \cdot \lg(t + 5,42) \text{ [g/l]} \text{ für } 12 < t \leq 24 \text{ [h]} \quad (3.14c)$$

$$C_b = 175,9 + 0,042 \cdot t^2 \text{ [g/l]} \text{ für } t > 24 \text{ [h]} \quad (3.14d)$$

Da der Pflanzenbewuchs, der die Erosionsstabilität des Bodens heraufsetzt, bei MThw

– 0,60 m beginnt (Quellerzone) und die Anedelzone bei $MThw - 0,20$ m anfängt (OSTERTHUN, 1988), wird der Bodenfeststoffgehalt in der Quellerzone bzw. in der Anedelzone mit jeweils einem konstanten Wert, der sich aus iterativen Berechnungen ergab, wie folgt angesetzt:

$$C_b = 120 \text{ [g/l]} \quad \text{für } z \geq MThw - 0,13 \cdot Thb \text{ [m NN]} \\ \text{und für } C_b \leq 120 \text{ [g/l]} \quad (3.15a)$$

$$C_b = 200 \text{ [g/l]} \quad \text{für } z \geq MThw - 0,20 \text{ [m NN]} \\ \text{und für } C_b \leq 200 \text{ [g/l]} \quad (3.15b)$$

mit Thb : mittlerer Tidehub in [m]

Abbildung 3.3 zeigt die Beziehung zwischen dem Bodenfeststoffgehalt und der Trocken- bzw. Konsolidierungsdauer, wie sie bei der numerischen Simulation für einige Vorlandgebiete des nordfriesischen Wattenmeeres unter anderem für das Untersuchungsgebiet nördlich des Damms zur Hamburger Hallig verwendet wurde.

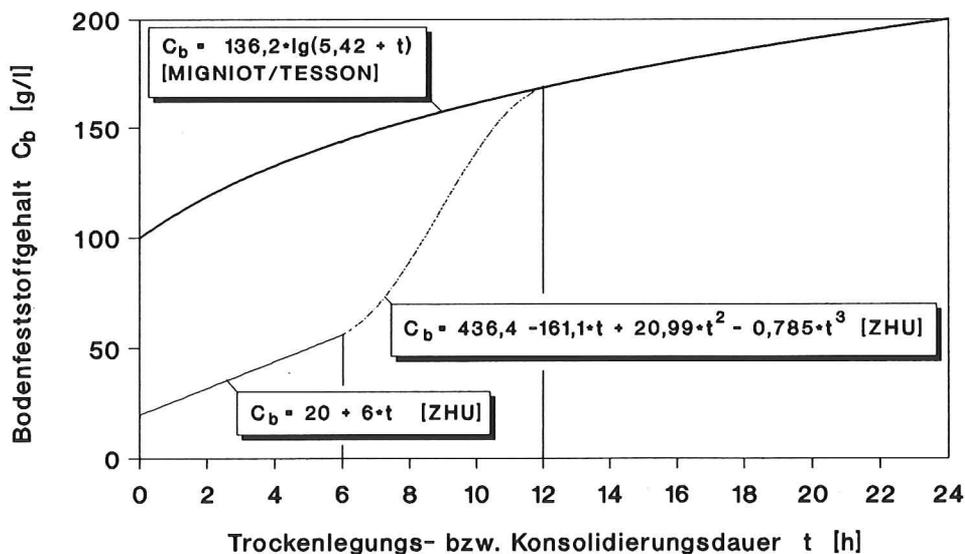


Abb. 3.3. Beziehung zwischen dem Bodenfeststoffgehalt C_b und der Trockenlegungs- bzw. Konsolidierungsdauer t (Beispiel: Vorlandgebiet nördlich des Damms zur Hamburger Hallig).

Der Bodenfeststoffgehalt C_b steigt mit zunehmender Bodentiefe. Bei der Simulation wird angenommen, daß die Trocken- und Konsolidierungsdauer t über die Tiefe des Bodens zunimmt und der Bodenfeststoffgehalt für die obere Schicht zunächst 100 g/l beträgt. Näherungsweise wird angesetzt, daß pro Millimeter Bodenschicht t um eine Tideperiode ($= 12,42$ h) ansteigt. Dadurch kann eine maßgebende Erosionsmenge δQ_e bestimmt werden. Wird die obere Bodenschicht ($= \delta Q_e$) erodiert, so ist die Trocken- und Konsolidierungsdauer t des nunmehr anstehenden Bodens um 12,42 h größer, verbunden mit einem entsprechend höheren Bodenfeststoffgehalt C_b (ZHU u. PARTENSKY, 1991).

Die Beziehung zwischen der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*c} und dem Bodenfeststoffgehalt C_b wurde für jedes Untersuchungsgebiet anhand der vorhandenen Vorlandeichprofile iterativ bestimmt und wird in den Beispielrechnungen vorgestellt (vgl. Abschnitt 3.6).

3.3.3.2.3 Erosionsrate

Nach BONNEFILLE (1976) ergibt sich die Erosionskonstante M zu

$$M = 0,55 \cdot \left(\frac{C_b}{1000}\right)^3 \quad \text{in [kg/m}^2 \cdot \text{s]} \quad (3.16)$$

Durch Einsetzen von (3.16) in (3.11) folgt für die Erosionsrate mit $U_* > U_{*c}$:

$$Q_e = 0,55 \cdot \left[\left(\frac{U_*}{U_{*c}}\right)^2 - 1\right] \cdot \left(\frac{C_b}{1000}\right)^3 \cdot \delta_x \cdot \delta t \quad (3.17)$$

3.4 Tideverhältnisse

Bei der numerischen Simulation wird vereinfachend ein sinusförmiger Tideverlauf angenommen. Eine Vergleichssimulation zwischen dem tatsächlichen und angenommenen sinusförmigen Tideverlauf zeigte nur geringfügige Unterschiede im Hinblick auf die resultierenden Vorlandveränderungen (ZHU, 1992).

Die mittleren Tidewasserstände der verschiedenen Simulationsgebiete wurden für das zugrundegelegte Vermessungsjahr, wie in Abschnitt 2.4.5 beschrieben, festgelegt.

Um den Einfluß von Nipp- und Springtiden sowie auch von ungewöhnlichen Ereignissen wie Sturmtiden mit zu erfassen, wurden signifikante Höchst- bzw. Niedrigwasserstände für die numerische Simulation definiert. Das signifikante Höchsttidehochwasser (SHThw) ergibt sich dabei aus dem Mittelwert der monatlichen Höchstwerte eines Jahres. Das dazugehörige signifikante Tideniedrigwasser (SHTnw) ist der Jahresmittelwert der Tideniedrigwasserstände, die den monatlichen Höchstwerten benachbart sind. Entsprechend werden die signifikanten Niedrigsttidewasserstände (SNTthw und SNTnw) bestimmt. Die signifikanten Höchst- bzw. Niedrigsttiden für ein Simulationsgebiet wurden dabei jeweils aus Auswertungen eines nahegelegenen Bezugspegels ermittelt (ZHU u. PARTENSKY, 1991).

Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wurden nur vier charakteristische Berechnungstiden pro Jahr simuliert, darunter zwei mittlere Tiden (mit einem Multiplikationsfaktor von 301) und jeweils eine signifikante Höchst- bzw. Niedrigsttide (mit einem Multiplikationsfaktor von 51). Dies bedeutet, daß der Jahreszyklus von rd. 704 Tiden in 602 mittlere Tiden, 51 signifikante Höchsttiden und 51 signifikante Niedrigsttiden unterteilt wurde (ZHU u. PARTENSKY, 1991). Der Multiplikationsfaktor von 51 ergibt sich dabei aus folgenden Überlegungen: die Spring- und Nipptiden treten mit einer Periode von jeweils 14,77 Tagen (Voll- und Neumond) pro Jahr rd. 25mal auf. Rechnet man zu jeder Spring- und Nipptide jeweils zwei Tiden mit erhöhtem Tidewasserstand hinzu, so ergibt sich bei Aufrundung der Multiplikationsfaktor von 51.

3.5 Numerische Methode

3.5.1 Bestimmung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit über dem Vorlandprofil

Abbildung 3.4 zeigt das Prinzip der numerischen Ermittlung der über die Tiefe gemittelten Strömungsgeschwindigkeit U_m an einem Knotenpunkt.

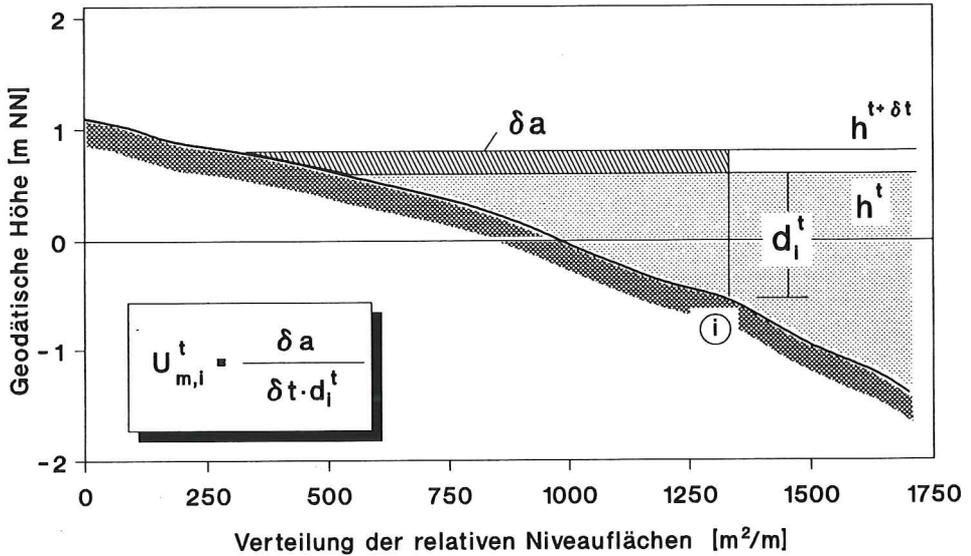


Abb. 3.4. Berechnung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit (ZHU u. PARTENSKY, 1991).

Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit $U_{m,i}^t$ wird schrittweise berechnet. Dabei gilt:

$$U_{m,i}^t = \frac{\delta a}{\delta t \cdot d_i^t} \quad (3.18)$$

- mit h_w^t : Wasserstand zur Zeit t
 $h_w^{t+\delta t}$: Wasserstand zur Zeit $t + \delta t$
 i : Knotennummer
 δt : Zeitschritt $\delta t = 40$ s
 d_i^t : Wassertiefe zur Zeit t am Knotenpunkt \textcircled{i}
 δa : Veränderung des Wasservolumens, das innerhalb des Zeitschritts δt pro Breiten-
einheit durch den Knotenpunkt \textcircled{i} geflossen ist.

3.5.2 Numerische Lösung der Transportgleichung

Mathematisch gesehen stellt die Transportgleichung (3.4) eine gewöhnliche lineare Differentialgleichung erster Ordnung dar, die mit Hilfe eines numerischen „step-by-step“-Verfahrens zeit- und wegschrittweise integriert werden kann. In Abbildung 3.5 sind die Eingangsgrößen, die für die numerische Lösung der Transportgleichung verwendet wurden, schematisch dargestellt.

Durch eine entsprechende Umformung der Transportgleichung (3.4) lässt sich die über die Tiefe gemittelte Schwebstoffkonzentration $C_i^{t+\delta t}$ für den Zeitschritt $t + \delta t$ explizit ausdrücken:

$$C_{m,i}^{t+\delta t} = \frac{A_i^t \cdot C_{m,i}^t + U_{m,i+1}^t \cdot h_{m,i+1}^t \cdot C_{m,i+1}^t \cdot \delta t - U_{m,i}^t \cdot h_{m,i}^t \cdot C_{m,i}^t \cdot \delta t + Q_e - Q_d}{A_i^{t+\delta t}} \quad (3.19)$$

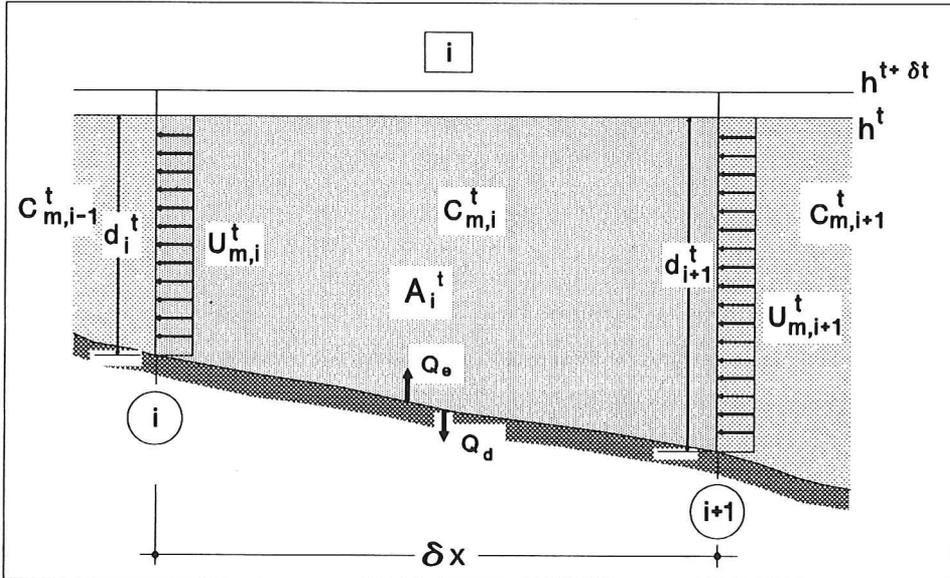


Abb. 3.5. Schematische Darstellung der numerischen Lösung der Transportgleichung
(ZHU u. PARTENSKY, 1991).

mit: h_w^t	: Wasserstand	zur Zeit t
$h_w^{t+\delta t}$: Wasserstand	zur Zeit $t+\delta t$
$C_{m,i}^t$: über die Tiefe gemittelte Schwebstoffkonzentration	zur Zeit t am Knoten \textcircled{i}
$U_{m,i}^t$: über die Tiefe gemittelte Strömungsgeschwindigkeit	zur Zeit t am Knoten \textcircled{i}
d_i^t	: Wassertiefe	zur Zeit t am Knoten \textcircled{i}
A_i^t	: Wassermenge	zur Zeit t im Element \boxed{i}
Q_e	: Quellterm (Eorsion)	
Q_d	: Sinkterm (Sedimentation)	
δt	: Zeitschritt	($\delta t = 40$ s)
δx	: Wegschritt	($\delta x = 50$ m)

3.5.3 Vertikale Veränderung im Vorland

Bei der numerischen Simulation wird die sedimentierte bzw. erodierte Sedimentmenge eines Elementes pro Zeiteinheit ($\delta t = 40$ s) und Streifenbreite ($b = 1$ cm) ermittelt. Die sedimentierte bzw. erodierte Menge pro Tide und Breite [cm] in einem Element der Länge δx wird dabei nach der folgenden Gleichung berechnet:

$$S_i = \int_{-T/2}^{T/2} [Q_d(t) - Q_e(t)] dt = \sum_{i=1}^{nt} (Q_{di} - Q_{ei}) \delta t \quad (3.20)$$

mit: S_i	: Sedimentations- bzw. Erosionsmenge pro Tide im Element \boxed{i}
T	: Tideperiode $T = 12,42$ h
δt	: Zeitschritt $\delta t = 40$ s
nt	: Anzahl der Zeitschritte einer Tideperiode $nt = T \cdot 3600/\delta t$

Q_d : Sedimentationsmenge	in [g/(cm · δt)]
Q_e : Erosionsmenge	in [g/(cm · δt)]

Es wird angenommen, daß sich der Aufbau der Bodenschichten im Laufe der Zeit nicht ändert. Das heißt, der frisch abgesetzte Schlick kann allmählich konsolidieren und möglicherweise durch jüngere Lagen bedeckt werden, oder die oberen Schlicklagen können resuspendiert werden. Dadurch ändert sich aber nicht die Abstufung des Feststoffgehaltes der oberen Bodenschichten, so daß die vertikalen Vorlandveränderungen durch Ablagerung bzw. Abtragung von Schlick direkt mit dem Feststoffgehalt C_s im konsolidierten Boden berechnet werden können. Für den Feststoffgehalt C_s im konsolidierten Boden wird dabei nach KIRBY (1986) ein konstanter Wert angenommen:

$$C_s = 1600 \quad [g/l] = \text{konstant} \quad (3.21)$$

Die Sedimentations- bzw. Erosionsmenge S_i verursacht die vertikale Veränderung in einem Element. Die vertikale Veränderung in einem Knotenpunkt wird aus dem Mittelwert der vertikalen Veränderungen in den beiden benachbarten Elementen bestimmt. Der vertikale Anwachs im Knotenpunkt \textcircled{i} pro Tide ergibt sich dann zu:

$$\delta z_i = \frac{S_i + S_{i-1}}{2 \cdot \delta x \cdot C_s} \quad [cm] \quad (3.22)$$

Bei Verwendung der signifikanten Berechnungstiden (vgl. Abschnitt 3.3) folgt aus den vorgenannten Beziehungen der jährliche vertikale Anwachs $Z_{i,e}$ im Knotenpunkt \textcircled{i} zu:

$$Z_{i,e} = Z_{i,a} + 301 \cdot \delta z_i^M + 301 \cdot \delta z_i^M + 51 \cdot \delta z_i^N + 51 \cdot \delta z_i^H \quad (3.23)$$

mit $Z_{i,a}$: vertikale Koordinate des Knotenpunktes \textcircled{i} zu Beginn eines Jahreszyklusses

$Z_{i,e}$: vertikale Koordinate des Knotenpunktes \textcircled{i} am Ende eines Jahreszyklusses

δz_i : vertikale Veränderung des Knotenpunktes \textcircled{i} während eines Tideablaufes

M : bei mittleren Tiden

N : bei signifikanten Niedrigsttiden

H : bei signifikanten Höchsttiden

Die neu berechneten morphologischen Geländeinformationen werden für den nächsten Rechenschritt der Simulation als Ausgangsprofil benutzt. Durch Wiederholung der Simulation für einen vorgegebenen Zeitraum können dann schließlich die vertikalen Veränderungen des Vorlandes für diesen Zeitraum bestimmt werden.

3.6 Ergebnisse der Simulation

Das im Rahmen des Forschungsprojektes entwickelte mathematische Modell wurde auf mehr als 30 verschiedene Vorlandgebiete an der deutschen Nordseeküste angewandt. Im folgenden sollen einige der Ergebnisse beispielhaft vorgestellt werden.

Die mittleren Tidewasserstände wurden gemäß Abschnitt 3.4 bestimmt. Die signifikanten Höchst- bzw. Niedrigsttiden (entsprechend den mittleren monatlichen Höchst- bzw. Niedrigsttidehochwassern) wurden jeweils aus den Auswertungen eines nahegelegenen Pegels bestimmt (vgl. Abschnitt 3.4) und bei der Simulation als unveränderlich angesetzt.

Zur besseren Übersicht werden die Eingangsrandbedingungen im folgenden noch einmal tabellarisch zusammengefaßt. Die folgenden Abkürzungen wurden verwendet:

MThw : mittleres Tidehochwasser
 MTnw : mittleres Tideniedrigwasser
 SNThw : signifikantes Niedrigsttidehochwasser
 SNTnw : zu SNThw gehöriges Tideniedrigwasser
 SHThw : signifikantes Höchsttidehochwasser
 SHTnw : zu SHThw gehöriges Tideniedrigwasser

Die maximalen Schwebstoffgehalte am Eingangsquerschnitt während der Flutphase für die drei Tidearten wurden wie folgt angesetzt:

C_{\max}^M : bei mittleren Tiden
 C_{\max}^N : bei signifikanten Niedrigsttiden
 C_{\max}^H : bei signifikanten Höchsttiden

Die Größenordnung der C_{\max} -Werte stützt sich zunächst auf Meßdaten aus küstennahen Bereichen [Außenelbe (DÜCKER, 1982), Hindenburgdamm (WOHLENBERG, 1954), the Severn Estuary/U.K. (KIRBY, 1986) und San Francisco Bay/USA (KRONE, 1962)]. Die für das jeweilige Simulationsgebiet passenden C_{\max} -Werte mußten jedoch durch iterative Rechengänge bestimmt werden.

Nach von DIECKMANN (1985) zusammengestellten Daten beträgt der Schwebstoffgehalt des Wassers in den Wattengebieten unter normalen Tide- und Wetterbedingungen etwa 0,2 bis 0,3 g/l. Die Größenordnung dieser Werte wurde durch die Simulationsergebnisse für zahlreiche Vorlandgebiete an der deutschen Nordseeküste bestätigt (ZHU, 1992).

Die Simulationsergebnisse für zwei Vorlandgebiete (nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig und nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor) werden in den folgenden Abschnitten 3.6.1 und 3.6.2 vorgestellt.

3.6.1 Nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig

Das Vorlandprofil von 1901 wurde als Ausgangsprofil verwendet (Tab.3.1).

Tabelle 3.1. Eingangsdaten für das Untersuchungsgebiet nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig

Differenz zum Bezugspegel Husum	Gebiet 11: Vorland nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig					
	dh für MThw -0,06 [m]			dh für MTnw 0,06 [m]		
	SNThw [m NN]	SNTnw [m NN]	MThw [m NN]	MTnw [m NN]	SHThw [m NN]	SHTnw [m NN]
Ausgangsjahr 1901	0,74	-2,24	1,23	-1,76	2,68	-0,97
Simulationsjahr 1962	0,74	-2,24	1,55	-1,72	2,68	-0,97
Simulationsjahr 1976	0,74	-2,24	1,47	-1,87	2,68	-0,97
Max. Schwebstoffgehalt	C_{\max}^N 0,14 [g/l]		C_{\max}^M 0,24 [g/l]		C_{\max}^H 0,72 [g/l]	

Die Beziehung zwischen dem Bodenfeststoffgehalt C_b und der Trockenlegungs- bzw. Konsolidierungsdauer t für das Untersuchungsgebiet nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig ist in Abbildung 3.3 dargestellt.

Die Beziehung zwischen der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*c} und dem

Bodenfeststoffgehalt C_b im Vorlandbereich nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig weicht nur geringfügig von der durch Laboruntersuchungen festgestellten Beziehung für das Loire-Ästuar [Gleichung (3.13)] ab, wie Abbildung 3.6 zeigt.

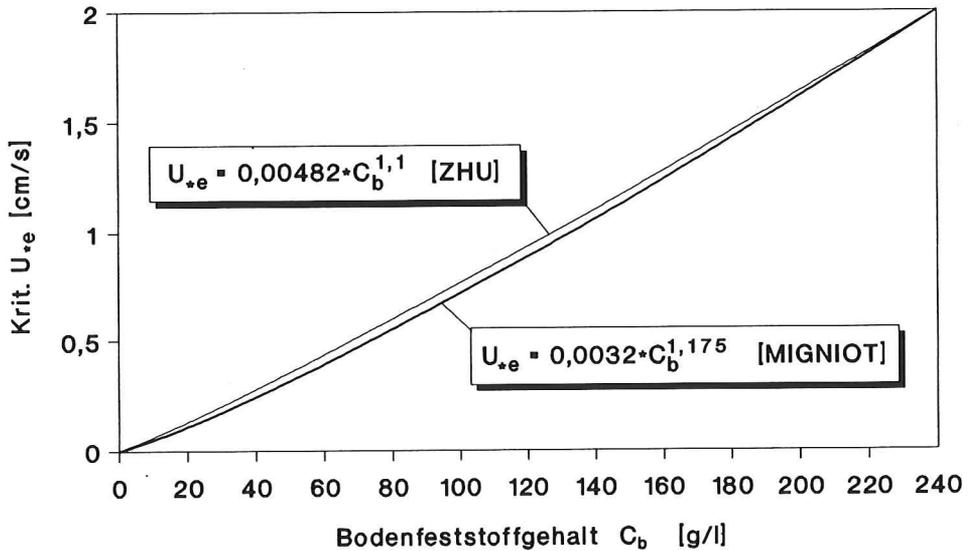


Abb. 3.6. Beziehung zwischen der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*e} und dem Bodenfeststoffgehalt C_b im Gebiet nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig (ZHU, 1992).

Die Simulationsergebnisse wurden den Ergebnissen der Kartenauswertung des Projektbereiches „Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung“ gegenübergestellt (Abb. 3.7 und Abb. 3.9). Neben der Entwicklung des Vorlandprofils wurde auch der mittlere jährliche vertikale Vorlandanwachs dargestellt (Abb. 3.8 und Abb. 3.10).

Die Darstellung der Vorlandprofile (s. Abb. 3.7 und Abb. 3.9) gibt ein anschauliches Bild von der Vorlandentwicklung im jeweils betrachteten Untersuchungszeitraum, während die Darstellung des mittleren jährlichen vertikalen Vorlandanwachses (s. Abb. 3.8 und Abb. 3.10) Aufschluß über die Verteilung der Anwachsrate und die zeitliche Vorlandentwicklung gibt. Für die Beurteilung der Vorlandbildung ist dabei die mittlere jährliche vertikale Anwachsrate eine wichtige Kenngröße (OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991a).

3.6.2 Nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor

Das Vorlandprofil von 1936 wurde als Ausgangsprofil verwendet (Tab. 3.2).

Auffällig sind die niedrigeren Schwebstoffkonzentrationen im Untersuchungsgebiet nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor im Vergleich zum Gebiet nördlich des Dammes zur Hamburger Hallig. Dies ist aus der geographischen Lage des Dammes nach Nordstrandischmoor zu erklären. Die von der Tide während der Flutphase mitgebrachte Schwebstofffracht, die vorwiegend aus südwestlicher Richtung kommt, wird bereits teilweise vom Damm nach Nordstrand abgefangen. Zusätzlich wird ein Teil des Materials auf der Südseite des Dammes nach Nordstrandischmoor zurückgehalten.

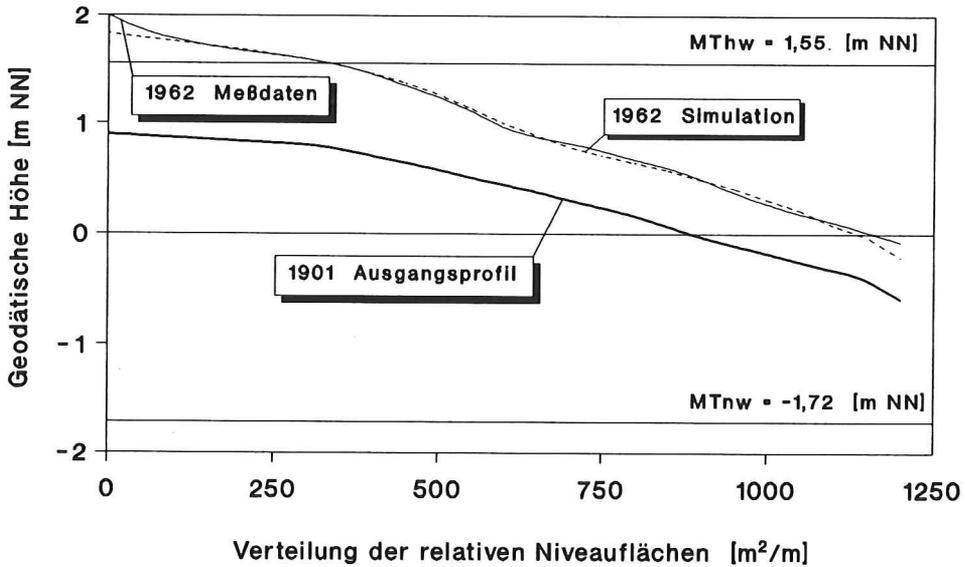


Abb. 3.7. Vorlandprofil nördlich des Damms zur Hamburger Hallig – Simulationsergebnis von 1901 bis 1962.

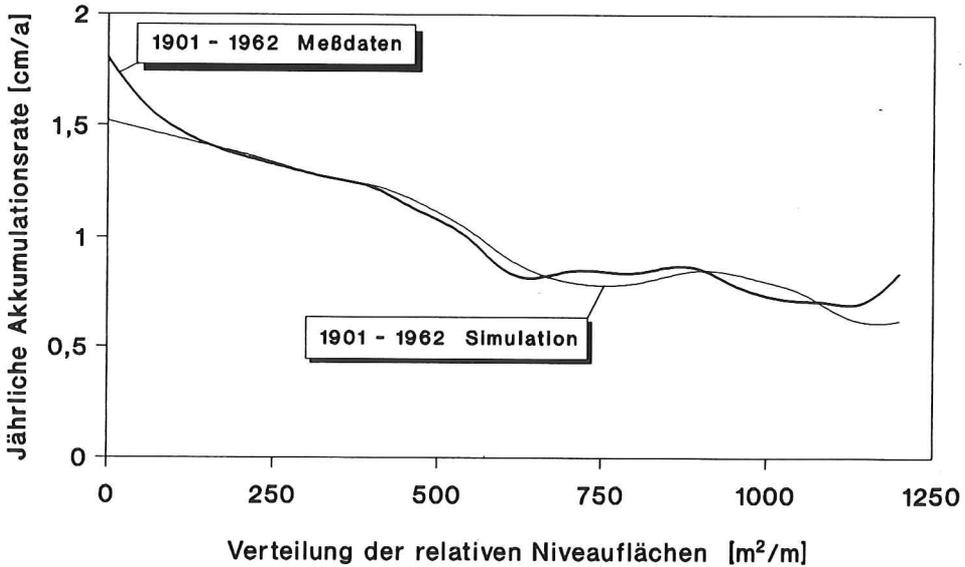


Abb. 3.8. Von 1901 bis 1962 gemittelte jährliche vertikale Akkumulationsrate nördlich des Damms zur Hamburger Hallig – Simulationsergebnis von 1901 bis 1962.

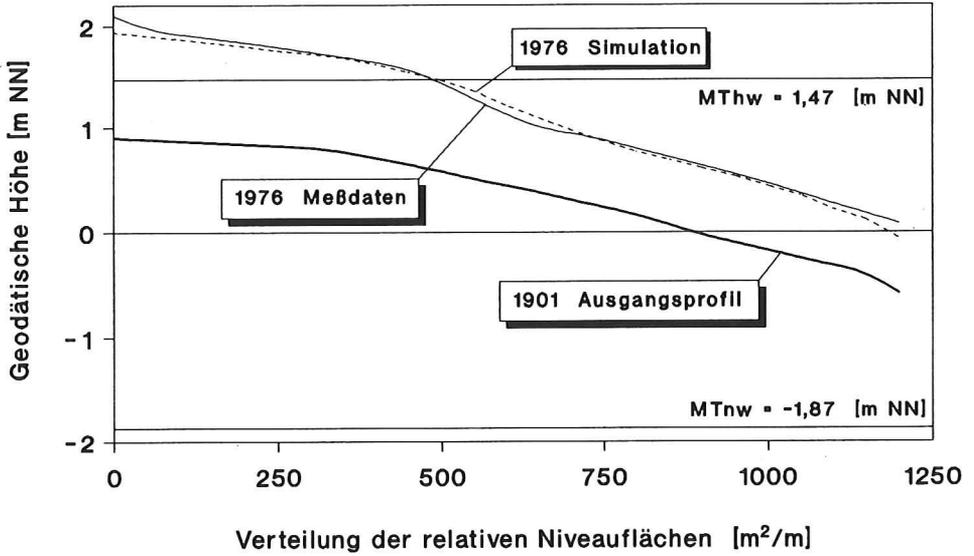


Abb. 3.9. Vorlandprofil nördlich des Damms zur Hamburger Hallig – Simulationsergebnis von 1901 bis 1976.

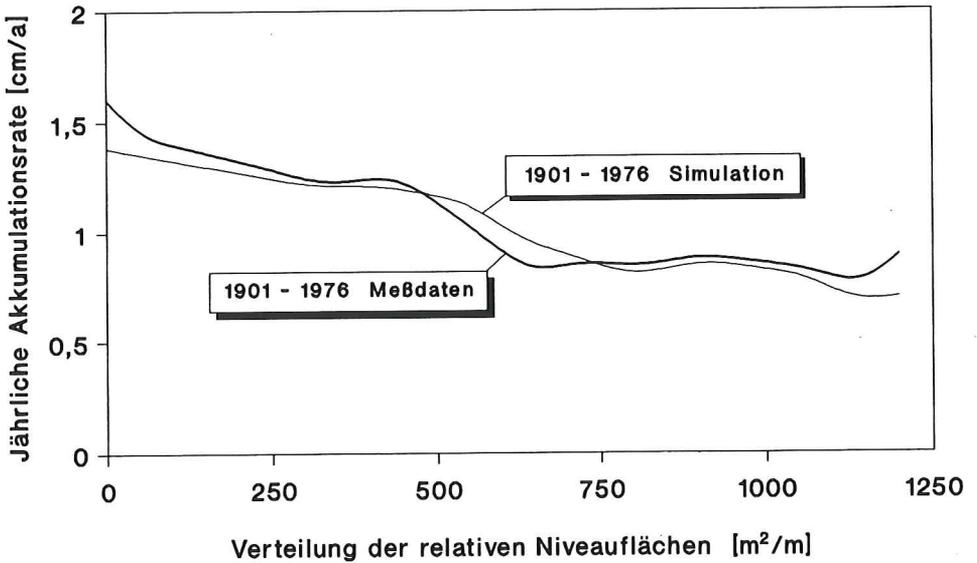


Abb. 3.10. Von 1901 bis 1976 gemittelte jährliche vertikale Akkumulationsrate nördlich des Damms zur Hamburger Hallig – Simulationsergebnis von 1901 bis 1976.

Tabelle 3.2. Eingangsdaten für das Untersuchungsgebiet nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor

Gebiet 13: Vorland nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor						
Differenz zum Bezugspegel Husum	dh für MThw -0,06 [m]			dh für MTnw -0,01 [m]		
	SNThw [m NN]	SNTnw [m NN]	MThw [m NN]	MTnw [m NN]	SHThw [m NN]	SHTnw [m NN]
Ausgangsjahr 1936	0,74	-2,24	1,38	-1,90	2,45	-1,25
Simulationsjahr 1962	0,74	-2,24	1,55	-1,79	2,45	-1,25
Simulationsjahr 1982	0,74	-2,24	1,61	-1,81	2,45	-1,25
Max. Schwebstoffgehalt	C_{\max}^N 0,09 [g/l]		C_{\max}^M 0,13 [g/l]		C_{\max}^H 0,14 [g/l]	

Die Simulation für die Südseite des Dammes nach Nordstrandischmoor ergab, daß der maximale Schwebstoffgehalt für den mittleren Tidewasserstand am Eingangsquerschnitt während der Flutphase C_{\max}^M mit 0,2 g/l anzusetzen ist. Zum Vergleich sind im folgenden noch einmal die maximalen Schwebstoffgehalte C_{\max}^M für die drei verschiedenen Untersuchungsgebiete aufgelistet (ZHU u. PARTENSKY, 1991):

Nordseite des Dammes zur Hamburger Hallig:	$C_{\max}^M = 0,24$ g/l
Südseite des Dammes nach Nordstrandischmoor:	$C_{\max}^M = 0,20$ g/l
Nordseite des Dammes nach Nordstrandischmoor:	$C_{\max}^M = 0,13$ g/l

Abbildung 3.11 zeigt die Beziehung zwischen dem Bodenfeststoffgehalt C_b und der Trockenlegungs- bzw. Konsolidierungsdauer t im Untersuchungsgebiet nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor.

Die Beziehung zwischen der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*c} und dem Bodenfeststoffgehalt C_b im selben Untersuchungsgebiet ist in Abbildung 3.12 dargestellt.

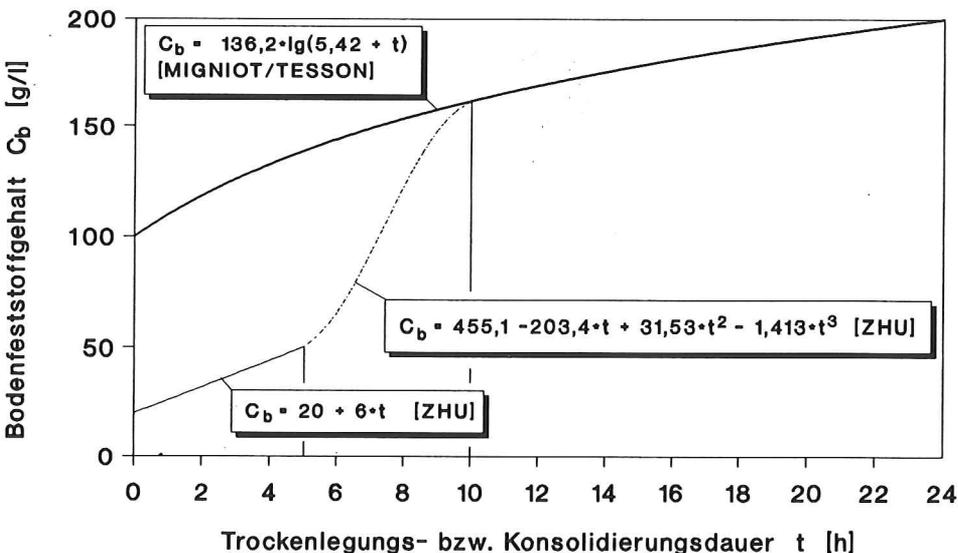


Abb. 3.11. Beziehung zwischen dem Bodenfeststoffgehalt C_b und der Trockenlegungs- bzw. Konsolidierungsdauer t im Gebiet nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor (ZHU, 1992).

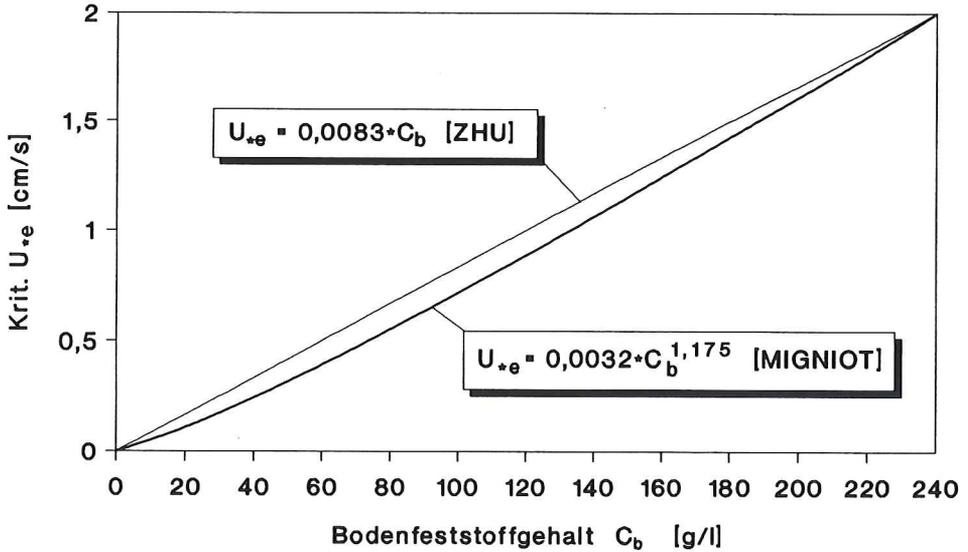


Abb. 3.12. Beziehung zwischen der kritischen Schubspannungsgeschwindigkeit U_{*e} und dem Bodenfeststoffgehalt C_b im Gebiet nördlich des Damms nach Nordstrandischmoor (ZHU, 1992).

Das Simulationsbeispiel für den Bereich nördlich des Damms nach Nordstrandischmoor zeigt deutlich, daß das entwickelte mathematische Modell in der Lage ist, nicht nur Sedimentationen, sondern auch Erosionen im Vorland gut zu simulieren (s. Abb. 3.13 bis Abb. 3.16).

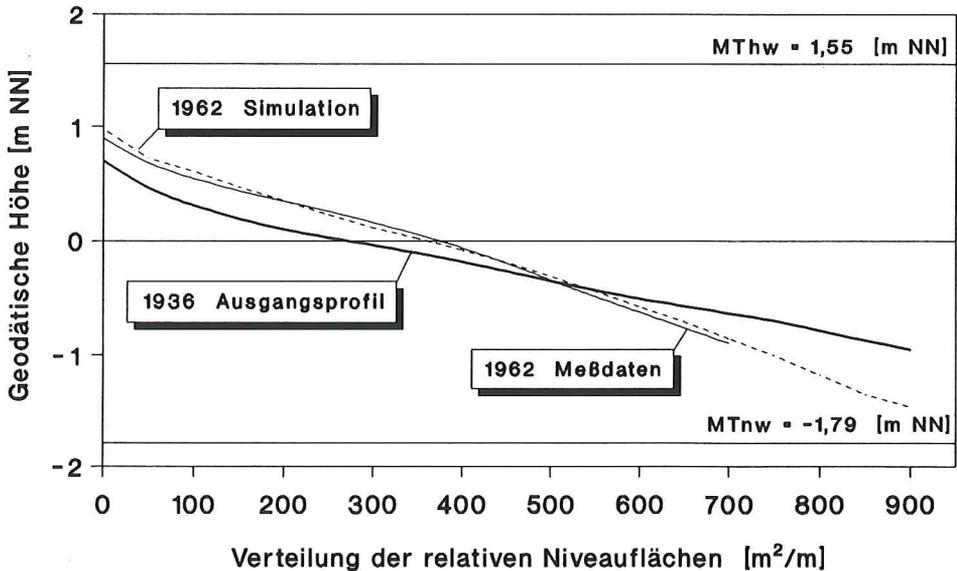


Abb. 3.13. Vorlandprofil nördlich des Damms nach Nordstrandischmoor – Simulationsergebnis von 1936 bis 1962 (ZHU, 1992).

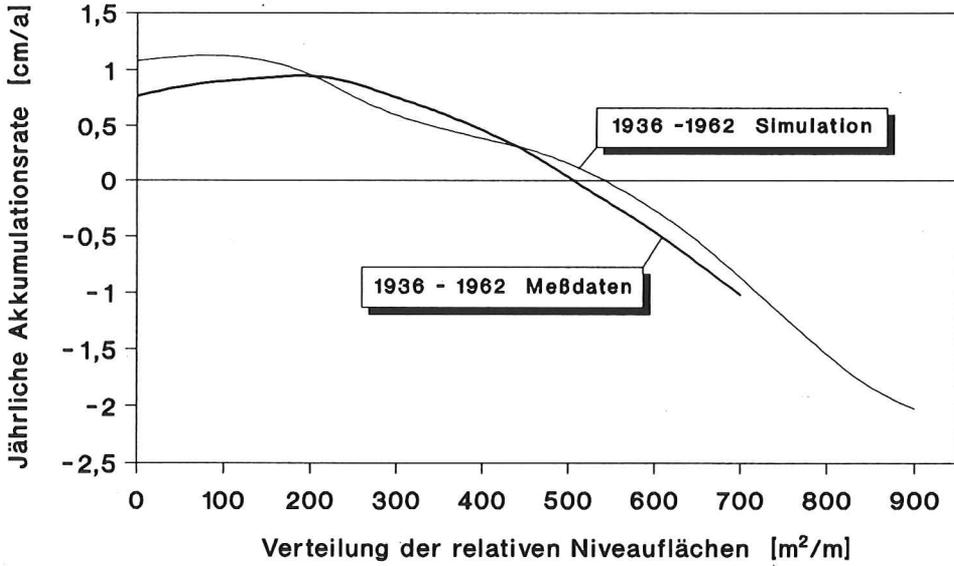


Abb. 3.14. Von 1936 bis 1962 gemittelte jährliche vertikale Akkumulationsrate nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor – Simulationsergebnis von 1936 bis 1962 (ZHU, 1992).

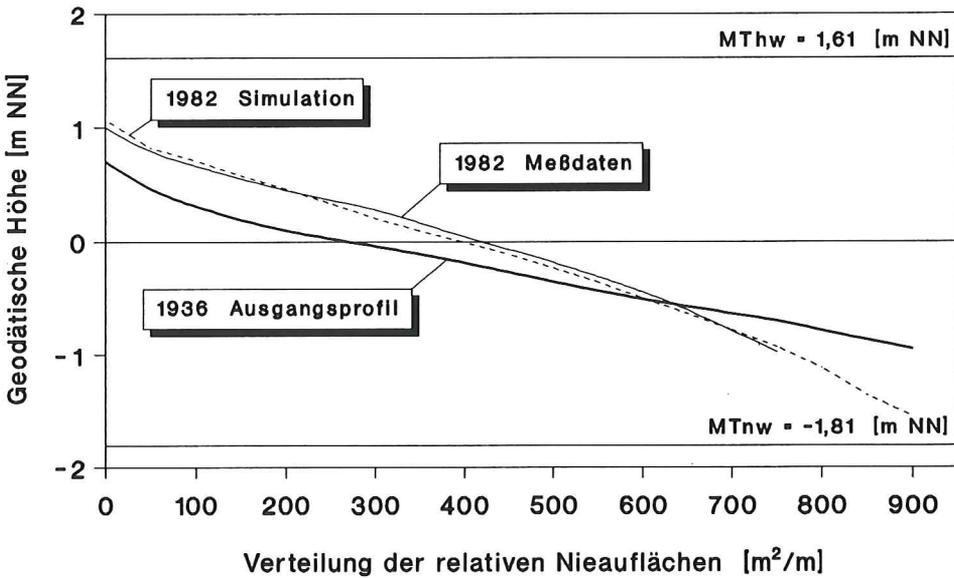


Abb. 3.15. Vorlandprofil nördlich des Dammes nach Nordstrandischmoor – Simulationsergebnis von 1936 bis 1982 (ZHU, 1992).

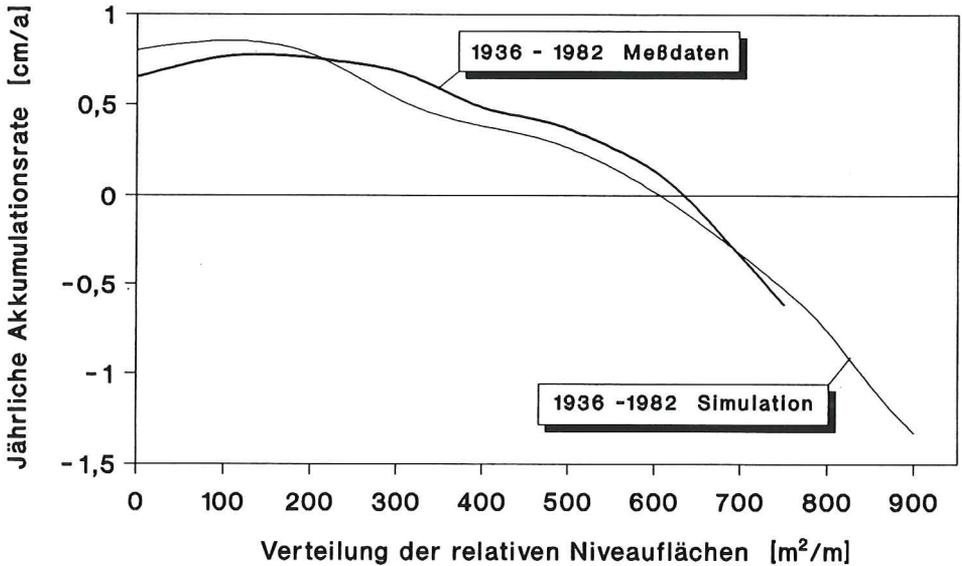


Abb. 3.16. Von 1936 bis 1982 gemittelte jährliche vertikale Akkumulationsrate nördlich des Damms nach Nordstrandischmoor – Simulationsergebnis von 1936 bis 1982 (ZHU, 1992).

3.7 Schlußbetrachtung

Im vorliegenden Abschnitt wurde der Versuch unternommen, die Prozesse der Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen numerisch zu simulieren. Die Ergebnisse der auf rd. 30 Vorlandbereiche angewendeten numerischen Simulation stimmten dabei im allgemeinen gut mit den Ergebnissen der Kartenauswertungen überein. Diese Übereinstimmung zeigt, daß mit den verwendeten Ansätzen trotz einiger vorgenommener Vereinfachungen die Vorlandveränderungen an der deutschen Nordseeküste hinreichend genau simuliert werden können.

Das entwickelte mathematische Modell bietet demnach zusammen mit den durch die Simulationsrechnung gewonnenen, küstenabhängigen Kennwerten (Schwebstoffkonzentration und Bodenkennwerte) die Möglichkeit, die zukünftigen Vorlandentwicklungen an der deutschen Nordseeküste zu prognostizieren.

Trotz der zufriedenstellenden Simulationsergebnisse könnte das vorgestellte mathematische Modell für die numerische Simulation der vorlandformenden Prozesse noch in einigen Punkten verbessert und erweitert werden:

- a) Erweiterung des eindimensionalen mathematischen Modells auf ein zweidimensionales Modell, in dem auch küstenparallele Strömungen mit einbezogen werden können.
- b) Erweiterung des Tidespektrums, um auch die kurzzeitigen Wirkungen außergewöhnlicher Ereignisse wie Sturmfluten simulieren zu können.
- c) Erweiterung des verwendeten mathematischen Modells durch Hinzufügung eines Terms für den wellen- und tidebedingten Sandtransport. Damit könnte das mathematische Modell die Transportprozesse nicht nur für den kohäsiven Schlick im Vorlandbereich, sondern auch für sandige Küstenabschnitte simulieren.

Wünschenswert wären umfangreiche Naturmessungen über die Schwebstoffgehalte im Vor-

landbereich zur Absicherung der Simulationsrechnungen. Darüber hinaus sollten Laboruntersuchungen über die Erosionsfestigkeit der in den Vorlandbereichen anstehenden Bodenmaterialien durchgeführt werden.

4. Schriftenverzeichnis

- BONNEFILLE, R.: Cours d'Hydraulique Maritime, ENSTA, Paris, 1976.
- DIECKMANN, R.: Geomorphologie, Stabilitäts- und Langzeitverhalten von Wateinzugsgebieten der Deutschen Bucht. Mitteilungen des FRANZIUS-INSTITUTS der Universität Hannover, H. 60, 1985.
- DNA: siehe Fachnormenausschuß Wasserwesen im Deutschen Normenausschuß.
- DÜCKER, H. P.: Suspensionsgehalte in Flachwassergebieten – Messungen im Watt von Scharhörn. Die Küste, H. 37, 1982.
- FACHNORMENAUSSCHUSS WASSERWESEN IM DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSS: Landwirtschaftlicher Wasserbau – Begriffe – Hochwasserschutz, Küstenschutz, Schöpfwerke. DIN 4047, Blatt 2, 5/1973.
- HAYES, M. O.: Barrier islands morphology as a function of tidal and wave regime. In: LEATHERMAN, S. P. (Ed.): Barrier Islands. Academic Press Inc., New York, 1979.
- HEISER: Landerhaltung und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. Die Bautechnik, H. 13 und 27, 1933.
- KIRBY, R.: Suspended Fine Cohesive Sediment in the Severn Estuary and inner Bristol Channel, U.K. Report to United Kingdom Atomic Energy Authority under Contract No: E/5A/CON/4042/1394, 1986.
- KRONE, R. B.: Flume Studies of the Transport of Sediment in Estuarial Shoaling Processes. Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California, Berkeley, 1962.
- MIGNIOT, Cl.: Erosion et sédimentation en mer et en rivière. La Pratique des Sols et des Fondations, Edition Moniteur, 1981.
- NICHOLS, M. M.: Effects of fine Sediment Resuspension in Estuaries. A. J. MEHTA (ed.), Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies, 14, Estuarine Cohesive Sediment Dynamics, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1984.
- OSTERTHUN, M.: Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen – ein BMFT-Forschungsprojekt –. Mitteilungen des FRANZIUS-INSTITUTS der Universität Hannover, H. 67, 1988.
- OSTERTHUN, M.: Morphologische Entwicklung des hohen Watts und der Vorländer der Deutschen Bucht – Randbedingungen, Analyse und Prognose. FRANZIUS-INSTITUT (Dissertation in Vorbereitung, 1993).
- OSTERTHUN, M. u. PARTENSKY, H.-W.: Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen – Teil 1: Morphologische Analyse der Vorlandentwicklung. Mitteilungen des FRANZIUS-INSTITUTS der Universität Hannover, H. 72, 1991a.
- OSTERTHUN, M. u. PARTENSKY, H.-W.: Changing Salt-Marshes along the Southern North Sea Coast. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Coastal & Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC III), Mombasa/Kenya, 9/1991b.
- PARTHENIADES, E.: A study of erosion and deposition of cohesive soils in salt water. PhD Thesis, University of California, 1962.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelbewertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- TESSON, C.: Transport en Suspension en mer ouverte, Rapport No 3, modélisation bidimensionnelle verticale. LHN HE/42/84.30, 1984.
- TESSON, C.: Transport en Suspension en mer ouverte, modélisation bidimensionnelle horizontale. LHN HE/42/85.57, 1985.
- TESSON, C. u. FRITSCH, D.: Numerical Modelling of suspended Sediment Transport in the Loire Estuary. Proc. of the IAHR Symposium on mathematical Modelling of Sediment Transport in Coastal Zone, Copenhagen/Denmark, 30th May–1st June, 1988.
- WOHLENBERG, E.: Sinkstoff, Sediment und Anwachs am Hindenburgdamm. Die Küste, Jg. 2, H. 2, 1954.

- ZANKE, U.: Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1982.
- ZHU, J.: Numerische Simulation vorlandformender Prozesse. FRANZIUS-INSTITUT, Dissertation, Hannover, 1992.
- ZHU, J. u. PARTENSKY, H.-W.: Vorlandbildung an Deichen und Sicherungsdämmen, Teil 2: Numerische Modellierung der Vorlandentwicklung. Mitteilungen des FRANZIUS-INSTITUTS der Universität Hannover, H. 72, 1991.

Analyse der Wasserstandsentwicklung und Tidedynamik in der Deutschen Bucht*

Von JÜRGEN JENSEN, HANS-ECKHART MÜGGE und WOLFGANG SCHÖNFELD

Zusammenfassung

Die Entwicklung des Tidegeschehens in der Deutschen Bucht wurde mit mathematisch-statistischen Methoden anhand von Scheitelwasserständen (Thw, Tnw) und deren Eintrittszeiten analysiert. Hintergrund dieser Untersuchungen ist ein vermuteter weltweiter Meeresspiegelanstieg, der insbesondere an flachen Küsten und Tideästuaren zu tiefgreifenden morphologischen Veränderungen führen kann. Im Gegensatz zu ähnlichen Untersuchungen, die bisher überwiegend auf der Basis von Mittelwerten (z.B. die Jahresmittelwerte MThw, MTnw und MThb) durchgeführt wurden, wird in den vorliegenden Untersuchungen von Einzelwerten ausgegangen, d. h. allen Tidehoch- und Tideniedrigwasserständen einschließlich der Eintrittszeiten. Damit sind nicht nur Aussagen zur Entwicklung der Tidewasserstände bzw. des Tidehubs (Thb), sondern auch zur Entwicklung der Ebbe- und Flutdauer sowie der Tidelaufzeiten möglich. Für das Thw ist bei allen Pegeln ein Anstieg zu verzeichnen, der sich in den letzten Jahrzehnten verstärkt hat. Das Tnw weist, nachdem es Anfang der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts zunächst leicht absank, in den vergangenen Jahren ein stationäres Verhalten bzw. einen leicht positiven Trend auf. Die Entwicklung der Scheitelwasserstände bewirkt dementsprechend nach 1950 eine Zunahme des Tidehubs. Das Tidehalbwasser, als Approximation für den mittleren Meeresspiegel (MSL), zeigt demzufolge ein unterschiedliches Verhalten; es steigt in geringerem Maße als das Thw. Allerdings deuten die Auswertungen für den kurzen Zeitraum der letzten zwei Jahrzehnte bis 1991 an, daß zukünftig für das MTnw und das MThw und damit auch für das $MT\frac{1}{2}w$ bzw. den MSL ein Anstieg erwartet werden kann. Die Amplitude und Phasenverschiebung der Nodaltide, mit einer Periode von 18,6 Jahren und einem Maximum der Gezeitenkräfte z. B. in den Jahren 1978/79, wurden mit Hilfe von Optimierungsrechnungen ermittelt. Die Untersuchungen zur Gezeitendynamik deuten ebenfalls Veränderungen an. Die Zeitdifferenzen zwischen dem Auftreten der Scheitelwasserstände und dem Monddurchgang durch den Nullmeridian weisen auf eine Reduzierung der Tidelaufzeiten hin.

Summary

The high and low water peaks and their occurrence times in the German Bight were statistically analysed with the goal of investigating the extent of sea level rise which can consequently cause significant morphological changes in shallow coastal and tidal areas. Contrary to previous studies which primarily used mean values (i.e. yearly MThw, MTlw and mean tidal range), this study included all of the measured values. Thus it is not only possible to arrive at conclusions regarding the tidal water levels and range but also about the Ebb and Flood Tide durations. A rise in the Thw, which has accelerated over the past decades, is found at all of the stations. The Tlw sank slightly during the beginning of the second half of this century but subsequently stabilized or shown a light positive trend. This has resulted in a tidal range increase since 1950. The mean tidal water level, as an approximation for mean sea level, has therefore not risen as fast as the Thw. On the other hand, the evaluation of the data for the last two decades until 1991 indicates that a continued rise in the MThw and MTlw as well as in the $MT\frac{1}{2}w$ and the MSL can be expected. The amplitude and time lag of the nodal tide, with a period of 18.6 years and its associated maximum in tidal forces i.e. in 1978/79 could be determined using optimization techniques. The tidal dynamics investigations also indicate changes. A decrease in tidal duration can be deduced from the time lag between the peak water levels and the passage of the moon through the null meridian.

* Abschlußbericht zum KFKJ-Projekt „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“

Inhalt

1. Veranlassung und Aufgabenstellung	212
2. Datenaufbereitung	214
2.1 Vorbemerkungen	214
2.2 Datenkontrolle	216
2.3 Datenkorrektur	218
2.4 Einfluß von Standortveränderungen	222
2.5 Datenbasis	224
3. Statistische Analysen	225
3.1 Vorbemerkungen	225
3.2 Trenduntersuchungen	230
3.3 Analyse der Tideeintrittszeitpunkte	238
3.4 Hauptkomponentenanalyse	244
3.5 Untersuchungen zu Periodizitäten	246
3.6 Untersuchungen zur Notaltide	247
4. Anpassungsfunktion für Thw-Scheitelwerte	253
4.1 Vorbemerkungen	253
4.2 Entwicklung und Anwendung des Verfahrens	255
4.3 Bewertung des Verfahrens	262
5. Schließen von Datenlücken in Wasserstandszeitreihen	262
5.1 Vorbemerkungen	262
5.2 Ergänzung fehlender Wasserstände	263
5.2.1 Lineare Interpolation	263
5.2.2 Lineare Regression	264
5.2.3 Lückenschließung mit gefilterten Werten	264
5.3 Lückenschließung über Eintrittswahrscheinlichkeiten	265
5.4 Schließen der Meßlücke 1945 bis 1952 des Pegels Helgoland	269
5.5 Ergänzung fehlender Eintrittszeitpunkte	270
5.6 Bewertung des Verfahrens	271
6. Zusammenfassung und Ausblick	272
7. Schriftenverzeichnis	274

1. Veranlassung und Aufgabenstellung

Angeregt durch die Diskussion über einen weltweiten Anstieg des Meeresspiegels wurden in dem vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) über den Zeitraum vom 01. 07. 1988 bis 31. 12. 1990 geförderten Forschungsprojekt des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ die im Bereich der deutschen Nordseeküste vorhandenen Pegeldaten auf der Basis von Einzelwert-Zeitreihen der Tidewasserstände bearbeitet. Anhand dieses Datenmaterials wird untersucht, inwieweit signifikante Veränderungen in der Entwicklung der Tidewasserstände und deren Eintrittszeitpunkte über den Beobachtungszeitraum stattgefunden haben.

Langfristig ist die Wasserstandsentwicklung in der Nordsee durch Folgerscheinungen der letzten Eiszeit (eustatische Effekte) und Relativbewegungen zwischen Land und Meer (isostatische und tektonische Effekte) geprägt. Allerdings können an der Küste beobachtete Veränderungen der Wasserstände und der Tidedynamik auch auf menschliche Aktivitäten an der Küste und in den Tideflüssen zurückzuführen sein.

Für den Bereich der deutschen Nordseeküste kann anhand von Daten eine Veränderung der Wasserspiegellage bis in das 16. Jahrhundert zurückverfolgt werden. Nachdem die Relativbewegung zwischen dem Land- und Wasserniveau von SCHÜTTE (1908) erkannt, aber als Küstensenkungserscheinung interpretiert wurde, hat LÜDERS (1936) erstmalig einen

Anstieg des Wasserspiegels im Nordseebereich festgestellt. Nach neueren Untersuchungen muß davon ausgegangen werden, daß auch Landsenkungen zu berücksichtigen sind (AUGARTH, 1990); Untersuchungen des RIJKSWATERSTAATS bestätigen diese Ergebnisse für den Bereich der Niederlande.

In einer Vielzahl von Veröffentlichungen ist diese Thematik behandelt worden. Die Entwicklung der Meeresspiegellagen ist dabei nicht stationär, sondern unterliegt zeitlichen Veränderungen (vgl. z. B. JENSEN, 1984; FÜHRBÖTER und JENSEN, 1985; FÜHRBÖTER 1986; LUCK, 1987).

Im Zwischenbericht der Enquete-Kommission des Deutschen Bundestags „Vorsorge zum Schutz der Erdatmosphäre“ (1989) werden nach Modellrechnungen Werte für einen weltweiten Meeresspiegelanstieg bis zu 1,5 m für den Zeitraum der nächsten 100 Jahre angegeben. Ob solche Werte realistisch sind, ist in der Fachdiskussion sehr umstritten. Die vorliegenden Untersuchungen haben deshalb auch zum Ziel, solche Prognosen durch statistische Analysen der bisherigen Entwicklung der Tidedynamik zu bewerten bzw. zu verifizieren.

Veränderungen der Wasserstände haben verschiedene Auswirkungen. Der Anstieg des Tidehochwassers bewirkt eine stärkere Belastung der Küstenschutzbauwerke und der Küstenvorfelder und damit eine erhöhte Gefährdung der flachen Küstenregionen. Das Abbruchgeschehen an den sandigen Küsten der Nordseeinseln kann als Indiz für diese Entwicklung angesehen werden. Der seit dem 16. Jahrhundert bekannte Anstieg des Meeresspiegels um durchschnittlich 20 bis 30 cm in 100 Jahren ist allerdings bereits in den Bemessungswasserständen für Deiche und andere Küstenschutzbauwerke berücksichtigt (ROHDE, 1977). Eine Vergrößerung des Tidehubs hat unter anderem eine Erhöhung des Energieeintrags in die Ästuarie und, damit verbunden, größere Strömungsgeschwindigkeiten zur Folge. Veränderungen des Tideniedrigwassers betreffen in erster Linie die Schiffbarkeit von Wasserstraßen.

In diesem Forschungsprojekt wird mit mathematisch-statistischen Methoden die Entwicklung des Tidegeschehens in der Deutschen Bucht untersucht. Dabei geben Pegelzeitreihen in erster Linie Auskunft über die regionale Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht. Solche kleinräumigen Wasserstandsveränderungen können mit globalen Klimamodellen nicht oder nur sehr bedingt simuliert werden. Die räumliche Auflösung dieser Klimamodelle ist mit einem Gitterpunktabstand von 200 bis 500 km so groß, daß Gebiete wie die Deutsche Bucht nicht oder nur unzureichend erfaßt werden können. Der mit Klimamodellen prognostizierte Anstieg des globalen Meeresspiegels wird in erster Linie indirekt aus einer Erhöhung der mittleren Wassertemperatur des Ozeans ermittelt.

Aussagen über die Auswirkungen eines globalen Meeresspiegelanstiegs auf die Wasserstandsentwicklung an den Küsten der Deutschen Bucht sind nur bedingt möglich, da die Pegelmeßwerte sehr stark durch regionale Besonderheiten im Umfeld der Pegel, wie z. B. Ausbaumaßnahmen in Tideästuarie, geprägt werden.

Auf der Basis täglich aufgezeichneter Pegeldata sind nicht nur Aussagen zur Entwicklung der Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände (Thw, Tnw) sowie des Tidehubs (Thb), sondern auch zur Entwicklung der Eintrittszeiten des Thw und Tnw an den einzelnen Pegeln möglich. Neben den Untersuchungen mit täglichen Scheitelwerten wurden einige Analysen auch mit den aus den Einzelwert-Zeitreihen abgeleiteten Jahresmittelwerten (MThw, MTnw und MThb) durchgeführt.

Die Auswertung der Pegeldata erfolgte mit verschiedenen statistischen Methoden. Zur Erkennung langfristiger Entwicklungen innerhalb der Zeitreihen wurde das Verfahren der linearen Regression herangezogen. Da die Wasserstandsentwicklung an den einzelnen Pegelstandorten durch die lokalen Randbedingungen Unterschiede aufweist, wurde eine Haupt-

komponentenanalyse auf die Pegelzeitreihen angewandt. Mit dieser Methode kann der Anteil des Gezeitensignals, der in allen betrachteten Pegelzeitreihen gemeinsam enthalten ist, ermittelt werden. Damit ist es möglich, die Größe eines gemeinsamen Trends der Wasserstandsentwicklung an den deutschen Pegelstandorten anzugeben. Um festzustellen, welche Perioden (z. B. die Nodaltide) oberhalb der halbtägigen Haupt-Mondtide in den Pegeldaten auftreten und wieviel Energie in diesem Spektralbereich vorhanden ist, wurden die Datenreihen mit Hilfe der Fast-Fourier-Transformation vom Zeitbereich in den Frequenzbereich transformiert. Durch Rücktransformation und digitale Filterung konnten bestimmte Spektralbereiche in den Zeitreihen näher untersucht werden.

Die Entwicklung einer Verteilungsfunktion für die Thw-Zeitreihen ermöglicht zum einen die Abschätzung von Wasserständen mit bestimmten Wiederkehrintervallen und zum anderen das Schließen von Datenlücken innerhalb der Thw-Zeitreihen über geeignete Bezugspegel. Zeitliche Veränderungen der Gezeitendynamik konnten anhand der Flut- und Ebbdauern sowie der Eintrittszeitdifferenzen zum Monddurchgang durch den Nullmeridian untersucht werden. Ein großer Teil der geleisteten Arbeit wurde für die Beschaffung, Kontrolle und Korrektur der Pegeldaten aufgewandt.

Die Forschungsarbeiten wurden von einer Projektgruppe durch einen regelmäßigen Erfahrungsaustausch und vertiefende Fachdiskussionen begleitet. In der Projektgruppe waren die beteiligten Dienststellen und Institute durch folgende Mitglieder vertreten, denen für ihr Interesse und ihr Engagement gedankt wird:

RD Annutsch	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
BD Dietze	WSD Nordwest
BOR Franzius	
BD Dr.-Ing. Wismer	WSD Nord
LRBD Petersen	Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten
RBD Schulz-Kosel	
Prof. Dr.-Ing. Siefert	Strom- und Hafenbau Hamburg
RD Schmidt	Seewetteramt Hamburg
Dr.-Ing. Luck (Obmann bis 31. 1. 88)	NLWA-Forschungsstelle Küste
BD Dr.-Ing. Kunz	
LBD Dr.-Ing. Rohde	Bundesanstalt für Wasserbau Außenstelle Küste
Prof. Dr.-Ing. Jensen (Obmann ab 1. 2. 88)	
Mitarbeiter in diesem Projekt waren:	
Dipl.-Ing. G. Visscher	(Juli 1986 bis Dez. 1988)
Dipl.-Ing. H.-E. Mügge	(Nov. 1987 bis Dez. 1990)
Dipl.-Oz. W. Schönfeld	(April 1989 bis Dez. 1990)

2. Datenaufbereitung

2.1 Vorbemerkungen

Die Untersuchungen wurden sowohl mit täglichen Scheitelwerten des Tidehochwassers (Thw) und des Tideniedrigwassers (Tnw) als auch mit deren Jahresmittelwerten (MThw, MTnw) durchgeführt. Da insbesondere bei Trendberechnungen die Ergebnisse identisch sind, wurden diese ebenso wie die Hauptkomponentenanalyse mit Jahresmittelwerten durchgeführt.

Die Auswahl der Pegel wird im 1. Zwischenbericht (JENSEN et al., 1988) erläutert.

Die entscheidenden Kriterien für diese Auswahl sind:

- ein möglichst wenig beeinflusster und für einen bestimmten Küstenabschnitt repräsentativer Standort sowie
- zeitlich weit zurückreichende (nach Möglichkeiten lückenlose) Aufzeichnungen von Scheitelwasserständen und deren Eintrittszeiten.

Eine Übersicht der für die Untersuchung ausgewählten Pegelstandorte zeigt Abb. 1. Nach der geographischen Lage lassen sich drei Kategorien unterscheiden: Festlandspegel, Inselpegel und Pegel an Tideästuaren (vgl. JENSEN, 1984). Dabei ist zu beachten, daß viele der hier unter einer Bezeichnung zusammengefaßten Pegel im Laufe der Zeit umgebaut und z. T. mehrfach versetzt wurden. Damit verbunden war oft auch eine Änderung der Bezugshöhe. Bei den Standorten „Borkum“ und „Lt. Alte Weser“ handelt es sich jeweils um zwei unterschiedliche Pegelanlagen (Borkum Südstrand und Borkum Fischerbalje bzw. Rotersand und Lt. Alte Weser), die einige Kilometer voneinander entfernt liegen. Der Pegel „Bremerhaven“ wurde ausschließlich in die Untersuchungen einbezogen, die mit Jahresmittelwerten durchgeführt wurden.

Die Pegeldata wurden der Projektgruppe von der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe (BAW), der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz (BfG) und dem Deutschen Hydrographischen Institut in Hamburg (DHI) bzw. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrologie (BSH) auf Datenträgern überlassen. Weitere Pegeldata erhielt die Projektgruppe

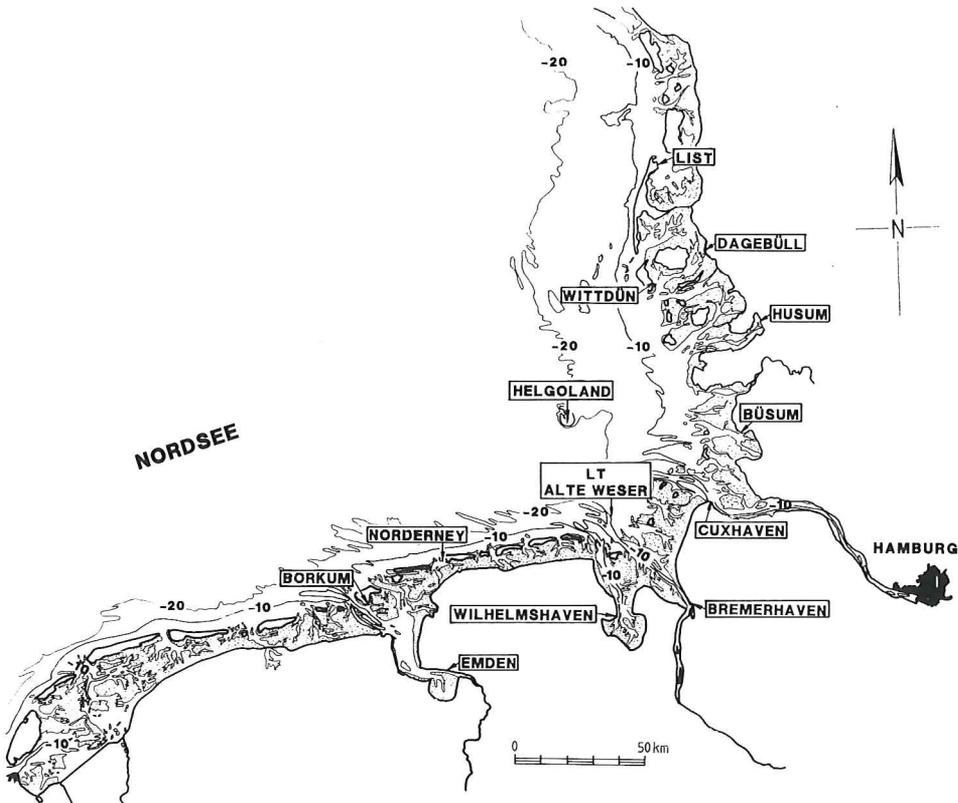


Abb. 1: Pegelstandorte im Bereich der Deutschen Bucht

von den Wasser- und Schifffahrtsdirektionen (WSD) NORD in Kiel und NORDWEST in Aurich sowie vom Pegelarchiv des Wasser- und Schifffahrtsamtes (WSA) Tönning, wobei die Daten des WSA Tönning im Rahmen der Projektbearbeitung aus Pegelbögen abgelesen und von Hand eingegeben wurden. Der größte Teil der Daten ist in den „Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbüchern“ veröffentlicht. Eine zusammenfassende Übersicht der auf Datenträgern vorhandenen Originaldaten mit Angabe des Zeitraums, für den die Daten vorhanden sind, und der Quelle der Daten ist dem Forschungsbericht zu entnehmen. Die Datenbasis der vorliegenden Untersuchungen besteht aus mehr als $2 \cdot 10^6$ Einzelwerten.

2.2 Datenkontrolle

Zur Untersuchung langfristiger Meeresspiegelschwankungen und Änderungen der Gezeitendynamik müssen nicht nur möglichst lange Zeitreihen analysiert werden, sondern es werden auch hohe Anforderungen an die Genauigkeit der Daten gestellt.

Bevor die Daten einer umfassenden Zeitreihenanalyse zugeführt wurden, mußten die Originaldaten auf Eingabe- und Übertragungsfehler, Lücken und andere Inkonsistenzen geprüft und korrigiert werden. Die Prüfverfahren wurden sowohl auf die Wasserstände als auch auf die Eintrittszeiten angewandt.

Nach der Eliminierung von groben, offensichtlichen Fehlern bei der Datenfernübertragung wurden die Daten für die weiteren Kontrollen und für die statistischen Auswertungen in einem einheitlichen Format abgespeichert. Ein Datensatz besteht danach aus dem Datum, der Eintrittszeit und dem Wasserstand des 1. Tnw dieses Tages, der Eintrittszeit und dem Wasserstand des 1. Thw, des 2. Tnw, des 2. Thw usw. Abb.2 zeigt eine detaillierte Beschreibung des Datenformates.

Die Daten wurden zunächst mit mehreren Kontrollprogrammen geprüft, um eventuelle Fehler herauszufinden und zu korrigieren. Im einzelnen wurde geprüft, ob:

- die Reihenfolge der Datumsangaben kontinuierlich aufsteigend ist,
- ein oder mehrere Tage in der Zeitreihe fehlen,
- innerhalb eines Datensatzes (1 Tag) Meßlücken vorhanden sind,
- ein 3. Thw oder Tnw an einem Tag vorhanden ist,
- die Reihenfolge von Thw und Tnw korrekt ist,
- die Wasserstände und die Differenzen zweier aufeinanderfolgender Thw oder Tnw einer Zeitreihe innerhalb festgelegter Schranken liegen,
- die Eintrittszeiten zwischen 0 und 24 Uhr liegen,
- aufeinanderfolgende Zeiten kontinuierlich aufsteigend sind,
- das 1. Thw/Tnw des Tages vor 14 Uhr liegt,
- die Zeitdifferenzen zwischen aufeinanderfolgenden Thw und Tnw (Steig- und Fallzeiten) einer Zeitreihe innerhalb festgelegter Schranken liegen,
- für die Wasserstände die Minima, Maxima, Monatssummen und die Mittelwerte für die Monate, Halbjahre und Jahre mit den Angaben in den Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbüchern übereinstimmen (unter Berücksichtigung einer eventuellen Nullpunktverschiebung s. u.),
- sich die Differenzen der Tidedaten von zwei Pegeln stark verändern und innerhalb festgelegter Schranken liegen.

Bei negativen Prüfmeldungen wurden die betreffenden Datensätze für eine Fehleranalyse isoliert.

Durch Bildung von Monats-, Halbjahres- und Jahressummen aus den Einzelwerten

Datum	1. Tnw	1. Thw	2. Tnw	2. Thw	3. Tnw	3. Thw
JJJJMMTT	HHMMXXXXXK	HHMMXXXXXK	HHMMXXXXXK	HHMMXXXXXK	HHMMXXXXXK	HHMMXXXXXK

Erklärung:

Datum: Jahr, Monat, Tag (JJJJMMTT);

Tnw/Thw: Eintrittszeit : Stunde, Minute (HHMM);

Wasserstand : in cm bezogen auf NN - 500cm (XXXX);

Kontrollziffer: (K)

0 = Erfassungswerte

1 = Zeit und Höhe sind korrigiert oder nachgetragen (durch DHI)

2 = nur die Zeit ist korrigiert oder nachgetragen (durch DHI)

3 = nur die Höhe ist korrigiert oder nachgetragen (durch DHI)

4 = nicht benutzt

5 = vom KFKI-Projekt von Hand eingegeben

6 = Zeit und Höhe sind korrigiert oder nachgetragen (durch WSD)

7 = nur die Zeit ist korrigiert oder nachgetragen (durch WSD)

8 = nur die Höhe ist korrigiert oder nachgetragen (durch WSD)

9 = Zeit (bei Eisgang) nachgetragen

Anmerkungen:

Die chronologische Abfolge der Meßwerte erfolgt getrennt nach Tide-niedrig und Tidehochwasser. Die Eintrittszeit des 1. Thw kann also in diesem Format früher sein als die des 1. Tnw.

Wenn ein zweites oder drittes Thw oder Tnw nicht vorhanden ist, steht für die Eintrittszeit und den Wasserstand jeweils "9000".

Abb.2: Datenformat der Pegeldaten

erfolgten weitere Kontrollen. So konnten bislang noch nicht bemerkte Fehler im Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch (DGJ) entdeckt werden; zum Beispiel wurde der Jahresmittelwert des Tnw am Pegel Dagebüll für das Jahr 1954 im Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch (DGJ) um 20 cm zu hoch angegeben.

2.3 Datenkorrektur

Mit den in Abschnitt 2.2 dargestellten Kontrollroutinen wurden noch keine Veränderungen in den Zeitreihen durchgeführt. Erst nach individueller Prüfung der einzelnen Fehler wurde entschieden, ob ein als fehlerhaft erkannter Datensatz wirklich korrigiert werden muß. Während mit den Kontrollroutinen in erster Linie „objektive“ Fehler (z. B. Thw/Tnw vertauscht, Zahlendreher usw.) gefunden werden können, muß für eine weitere Korrektur der Daten auf die einschlägige Literatur und auf Hinweise der Fachbehörden zurückgegriffen werden.

Insbesondere bei älteren Datensätzen vor 1936 sind Korrekturen problematisch. Hier mußten die Daten teilweise mit den Original-Tidekurven verglichen und ggf. korrigiert werden. Weiterhin war es bei einigen Zeitreihen notwendig, die Pegelstände von ‚Fuß‘ und ‚Zoll‘ in das metrische System umzurechnen.

Durch Veränderungen der Pegelstandorte wie z. B. Setzungen oder Sackungen der einzelnen Pegel mußten die Bezugshöhen für die Wasserstände entsprechend angepaßt werden. Im Gegensatz zu den Veröffentlichungen in den Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbüchern sind die Wasserstände im Rahmen dieser Bearbeitung *immer auf NN -5,00 m bezogen*. Wenn sich also die Bezugshöhe eines Pegels z. B. von NN -5,00 m auf NN -5,02 m geändert hatte, wurden alle Wasserstände innerhalb des betreffenden Zeitraums um 2 cm reduziert. Damit wurde ein einheitlicher Niveaubezug garantiert.

Alle verfügbaren Informationen zu einem Pegel, über den Betrieb, die Bezeichnung sowie den Standort der Pegelanlage, die unterschiedlichen Nullpunktlagen und die Korrekturen sind in einem „Pegelprotokoll“ dokumentiert. Beispielhaft für den Pegel Cuxhaven zeigt Abb. 3 Form und Inhalt dieser Zusammenstellungen, die für jeden Pegel angefertigt wurden. Weitere Informationen, insbesondere zu einzelnen Datenkorrekturen, sind im jeweiligen Pegelordner dokumentiert.

Neben den Nullpunktveränderungen müssen auch Lageveränderungen der Pegel berücksichtigt werden. Der Pegel Büsum ist beispielsweise zwischen 1915 und 1987 siebenmal versetzt worden. In derartigen Fällen muß sichergestellt sein, daß durch die Standortverlegung der Meßeinrichtung – oft infolge von Baumaßnahmen – eine eindeutige Beziehung zwischen alten und neuen Pegelmeßdaten besteht. Nur wenn an beiden Standorten noch eine ausreichende Zeit parallel aufgezeichnet wird, ist eine Zuordnung bei hoher Korrelation relativ gut möglich.

Meist ist eine Parallelaufzeichnung über einen längeren Zeitraum nicht erfolgt, so daß nur über Beziehungen zu Nachbarpegeln eine Überprüfung auf Homogenität der Datenreihe (z. B. durch eine Doppelsummenanalyse) durchgeführt werden kann.

Dabei können die Umrechnungsbeziehungen zwischen den beiden Meßpunkten sowohl bei den Wasserständen als auch bei den Eintrittszeiten der Thw und Tnw durchaus unterschiedlich sein.

Der Wechsel des Pegelstandortes Leuchtturm (Lt.) Roter Sand nach Lt. Alte Weser mag als Beispiel dazu dienen, wie vorgegangen werden kann. Bereits mehrere Autoren (LOHRBERG, 1980; LIETZ, 1986; Studie der WSD NORDWEST, 1986) haben mit unterschiedlichen Verfahren, wie z. B. der Doppelsummenanalyse, versucht, eine Höhenangleichung bzw. eine Ermittlung des Pegelnullpunktes (PNP) beider Pegel rechnerisch zu erreichen. Dabei ergaben sich Differenzen zwischen Lt. Roter Sand und Lt. Alte Weser von 6 bis 10 cm für das mittlere Thw und Tnw. Die Pegelnullpunkte liegen nach dem Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch bei NN -4,82 m für Lt. Roter Sand und NN -4,96 m für Lt. Alte Weser. Die Differenzen zu verschiedenen Nachbarpegeln aus gefilterten Einzelwerten weisen jedoch beim

PEGEL: Cuxhaven**PEGELDATEI: 506**
-----**PEGELBETRIEB:**

Lattenpegelablesungen seit 01.01.1843
 (z.T. lückenhaft, insbesondere Eintrittszeiten)
 Schreibpegel seit 01.01.1899

PEGELNAME / STANDORT:

1. Cuxhaven 1843 - 1900
2. Cuxhaven Steubenhöft ab 1901

PEGELNULLPUNKTE:

ab	1843	NN -364 cm
ab	1933	NN -500 cm
ab	1955	NN -501 cm
ab	1964	NN -502 cm

(nS ab 1936)

UMFANG DER DATEI:

01.01.1843 - 31.10.1987 52899 Datensätze

KORREKTUREN:

Anpassung aller Werte auf ein einheitliches PN von NN -5,00 m

Höhenkorrektur nach Siefert (Die Küste, H.42, 1985)
 1855 - 1900 +10 bis -2,7 cm wegen Sackung des
 Pegelnullpunktes (Kerbe Leuchtturm)

Zusätzliche Änderungen einzelner Daten im zugehörigen Pegel-
 ordner (**506**) protokolliert

Abb. 3: Protokoll für den Pegel Cuxhaven

Übergang von Lt. Roter Sand zu Lt. Alte Weser (Abflußjahre 1964/1965) übereinstimmend einen Sprung auf. Aus den Differenzen der gefilterten Wasserstandswerte lassen sich folgende Beziehungen ermitteln:

$$\begin{aligned} \text{Thw}_{\text{AW}} &= \text{Thw}_{\text{RS}} + 10 \text{ cm}^*) \text{ und} \\ \text{Tnw}_{\text{AW}} &= \text{Tnw}_{\text{RS}} + 8 \text{ cm}^*) \end{aligned}$$

Diese Ergebnisse decken sich exakt mit denen, die von der WSD NORDWEST mit Hilfe der Doppelsummenanalyse errechnet wurden. Nach entsprechender Korrektur der Wasserstandsdaten liegt nun für diesen Pegel eine homogene Datenreihe vor.

Die Aufzeichnungen des Pegels Borkum Südstrand wurden ab 1981 durch Werte des Pegels Fischerbalje ersetzt, da Störungen und Unregelmäßigkeiten am Pegel auftraten. Die Analysen weisen darauf hin, daß durch die Standortverlegung die Homogenität der Reihe gestört ist, wenn die Daten des Pegels Südstrand durch die des Pegels Fischerbalje ergänzt werden. Aus diesem Grund wurden für die Auswertungen des Pegelstandortes Borkum die Daten des Pegels Südstrand mit Hilfe linearer Regressionen auf den Standort Fischerbalje umgerechnet.

Für die aus den Einzelwerten errechneten Jahresmittelwerte erfolgte eine *h ö h e n b e z o g e n e* Korrektur, die zu folgender Anpassung für den Pegel Borkum führte. Bezogen auf die Mittelwerte (d. h. $M\text{Thw}$ bzw. $M\text{Tnw}$) ergibt sich:

$$\begin{aligned} \text{Thw}_S &= \text{Thw}_F + 7 \text{ cm} \text{ und} \\ \text{Tnw}_S &= \text{Tnw}_F - 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Einen Schwerpunkt der Untersuchungen bildet die Erweiterung der Datenbasis, die Datenaufbereitung, Kontrolle und Analyse unter Einbeziehung von Bezugshöhen und Standortveränderungen (vgl. auch JENSEN und TÖPPE, 1986). Am Beispiel des Pegels Büsum soll das Vorgehen dargestellt und erläutert werden (MÜGGE und JENSEN, 1991).

Die für den Pegel Büsum auf Datenträger verfügbaren täglichen Wasserstandswerte (ab 1. Januar 1952) sowie die in den Pegelstambüchern enthaltenen Informationen sind für eine vertrauenswürdige statistische Analyse nicht ausreichend. Der erste Schritt bestand daher in der Aufbereitung täglicher Tidescheitelwerte auf der Grundlage von Gewässerkundlichen Jahrbüchern. Daneben mußten aber auch ältere, überwiegend handschriftliche Aufzeichnungen sowie die Original-Pegelschriebe zur Kontrolle herangezogen werden.

Die vom Pegelarchiv des WSA Tönning zur Verfügung gestellten Originaldokumente (beginnend mit dem Mai 1867) sind handschriftliche Wasserstandsaufzeichnungen mit Eintragungen anfangs noch in der Einheit ‚Fuß‘ bzw. ‚decimale Zoll‘ (s. Abb. 4) und ab 1872 auch in ‚Meter‘ bzw. ‚Zentimeter‘.

Nach Erfassung und Aufbereitung der Daten, einschließlich der Umrechnung der alten Maßeinheiten, erfolgte die Anpassung aller Werte auf ein einheitliches Niveau von NN -5.00 m. Bei den Höhenangaben bis 1932 war zusätzlich die Umrechnung vom alten System der Landesaufnahme (NNaS) in das neue System (NNnS) zu berücksichtigen. Nach LOHRBERG (1983) wird die Differenz für den Pegel Büsum mit 8.4 cm angegeben.

Als Ergebnis liegt eine weitgehend geschlossene Tageswertreihe (zunächst eine Lattenab-lesung pro Tag während der Tagesstunden) der Thw des Pegels Büsum ab 1. Mai 1867 vor. Vom Zeitpunkt der Inbetriebnahme des Schreibpegels am 2. August 1915 enthält die Reihe bis auf wenige Lücken alle Thw. Daneben enthält die Zeitreihe die ab 1930 aufgezeichneten Tnw,

*) Bei JENSEN et al. (1988), Die Küste, Heft 47, S. 139, wurden die Vorzeichen vertauscht, die Minuszeichen sind durch Pluszeichen zu ersetzen.

1867.

Monat und Jahre	Zeit der Beobachtung				Lagepunkt		Wasserstand				Bemerkungen
	Kornhöhe		Pflanzhöhe		über Null		unter Null		Wasser höhe über Pflanzhöhe		
	Minuten	Minuten	Minuten	Minuten	Fuß	Zoll	Fuß	Zoll			
1.	10	30			10	4				H. St. W.	flau
2.	11	15			10	2				H. St. W.	fluff
3.	12	-			8	6				H.	flaumig
4.			12	45	10					H.	fluff
5.			1	30	10	3				S. O.	fluff
6.			2	15	10	5				O.	flau
7.			3	-	11	9				S. W.	fluff
8.			4	-	11	3				H.	flau
9.			4	45	10	3				O.	flau
10.			5	30	11	7				O.	fluff
11.			6	30	10	2				O.	flau
12.	7	45			9	5				W.	flau
13.	8	15			7	2				D. St. O.	fluff
14.	9	15			9					H. O.	
15.	10	30			9	8				H. O.	flau
16.	11	15			10					H. O.	flau
17.	12	-			10	3				H. W.	fluff
18.			1	-	10	3				H.	flau
19.			1	45	10	3				S. O.	fluff
20.			2	-	10	3				H.	flau
21.			2	45	10	3				O.	flau
22.			3	15	10	2				O.	flau
23.			4	-	10	1				H. O.	fluff
24.			4	30	10	-				H.	fluff
25.			5	15	9	5				H. W.	flau
26.			6	-	9	9				S. O.	fluff
27.	6	30			8	4				O.	fluff
28.	7	15			9	3				H. S. W.	fluff
29.	8	-			9	4				S.	flau
30.	9	-			9	5				S. O.	
31.	10	30			9	1				H.	
			Zusammen		107	8					
			Mittel		9	9,3					1

Abb. 4: Originalaufzeichnungen der Wasserstände vom Mai 1867

die jedoch z. T. durch die Baumaßnahmen beeinflusst sind. Die aufgearbeiteten Daten stehen für weitergehende Untersuchungen zur Verfügung.

2.4 Einfluß von Standortveränderungen

Bereits bei der Aufbereitung der Daten am Beispiel des Pegelstandortes Büsum zeigte es sich, daß die Wasserstandsbeobachtungen eng mit der Entwicklung und dem Ausbau des Hafens verknüpft sind.

Anhand älterer Unterlagen konnten die früheren Standorte der Schreibpegel rekonstruiert werden. Die zusammengetragenen Informationen sind in dem Lageplan auf Abb.5 dargestellt.

Der Lageplan gibt vereinfacht die heutigen Umriss (durchgezogene Linie) des Hafens

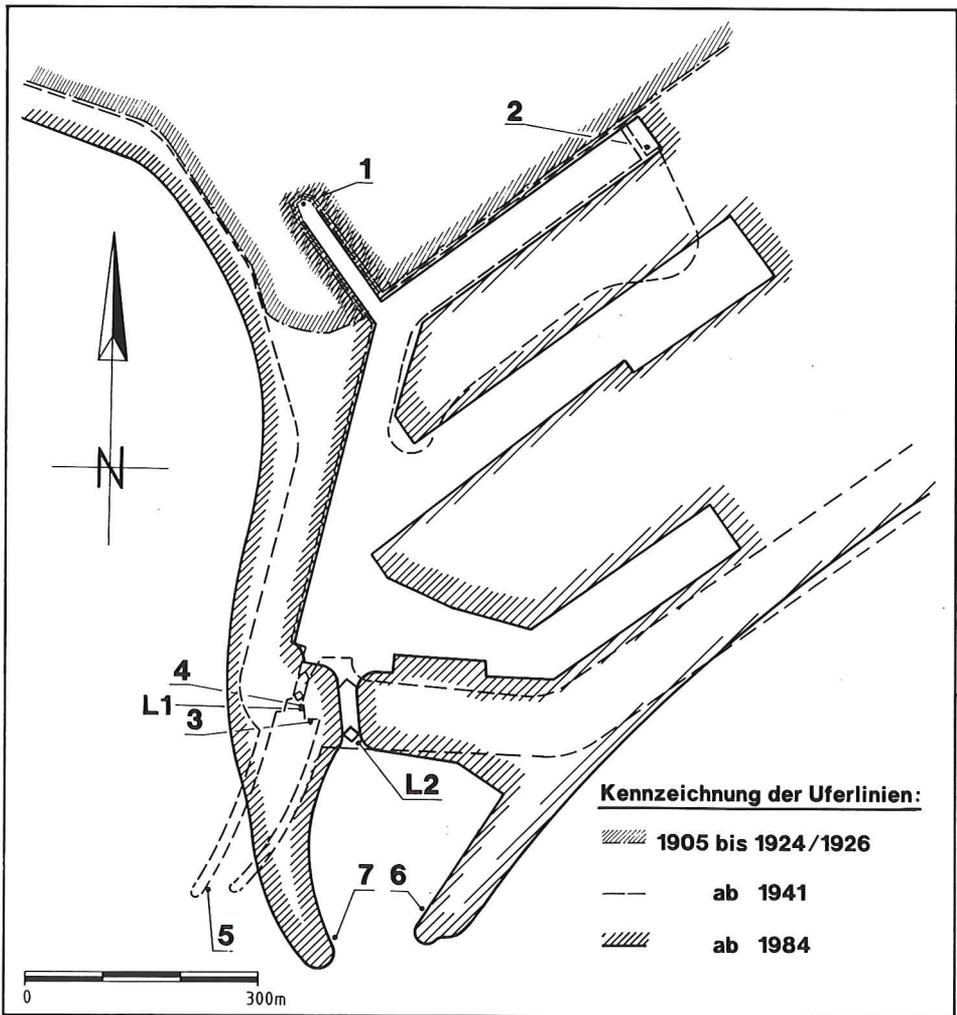


Abb. 5: Die Standorte der Schreibpegel im Bereich des Büsumer Hafens

Büsum wieder. Daneben sind frühere Ausbauzustände der Hafengebäude sowie der Schleusen- anlage durch unterschiedliche Signatur gekennzeichnet. Zusätzlich sind in der Abbildung die verschiedenen Standorte der Schreibpegel im Bereich des Büsumer Hafens eingezeichnet.

In Tabelle 1 sind die für die Wasserstandsaufzeichnungen maßgeblichen Pegel mit den zugehörigen Pegelnulllagen zusammengestellt.

Tabelle 1. Zusammenstellung der Büsumer Pegelstandorte

Nr.	Pegelstandort	Bauart	Beobachtungszeitraum	Pegelnull NNnS (NNaS)
1	Alter Hafen	L	01. 05. 1867/31. 08. 1893	-1,885 m
		L	01. 09. 1893/01. 08. 1915	-1,856 m
		Ss	02. 08. 1915/28. 02. 1930	(-1,940 m) -1,855 m (-1,939 m)
2	Inselbrücke	Ss	01. 03. 1930/30. 06. 1932	-1,855 m (-1,939 m)
		Ss	01. 07. 1932/31. 10. 1935	-1,858 m
		Ss	01. 11. 1935/31. 10. 1941	-5,000 m
3	Seeschleuse	Ss	01. 11. 1941/19. 01. 1943	-5,000 m
4	Seeschleuse	Ss	20. 01. 1943/31. 10. 1950	-5,000 m
		Ss	01. 11. 1950/30. 11. 1953	-5,005 m
5	Westmolenkopf	Ss	01. 12. 1953/31. 10. 1984	-5,005 m
6	Neue Ostmole	Ss	01. 11. 1984/09. 04. 1987	-5,005 m
		Ss	10. 04. 1987/02. 11. 1987	-5,000 m
7	Neue Westmole	Ss	ab 02. 11. 1987	-5,000 m

nS = neues System der Landesaufnahme; aS = altes System der Landesaufnahme; L = Lattenpegel;
Ss = Schwimmerschreibpegel

Um die Frage nach eventuellen Beeinträchtigungen der Wasserstandsaufzeichnungen durch Umsetzung der Pegelanlage oder bauliche Veränderungen in der Nähe eines Pegels zu klären, wurden vergleichende Analysen mit Nachbarpegeln durchgeführt. Ziel dieser Untersuchungen war es, signifikante Änderungen der Pegelaufzeichnungen infolge von Standortverlegungen oder Baumaßnahmen nachzuweisen.

Die Schwierigkeit bei derartigen Untersuchungen besteht darin, einen Bezugspegel zu finden, dessen Aufzeichnungen mit denen des versetzten Pegels sehr gut korrelieren. Außerdem müssen die Daten des Bezugspegels homogen und jegliche Beeinträchtigungen auszuschließen sein. Da sich in unmittelbarer Nähe des Standortes Büsum kein weiterer Pegel befindet, mußten weiter entfernt gelegene Bezugspegel gewählt werden.

Zu diesem Zweck wurden anhand von Einzelwerten Doppelsummenanalysen der Pegelreihen Cuxhaven, Helgoland und anderer Nachbarpegel mit den Daten von Büsum durchgeführt. Als Ergebnis dieser Untersuchungen ist festzuhalten, daß keine signifikanten Änderungen der Thw nachgewiesen werden können, die in Zusammenhang mit einer Standortverlegung stehen. Die festgestellten Änderungen der Tnw seit 1978 sind auf die Auswirkungen der Eindeichung der Meldorfer Bucht zurückzuführen.

Analysen der Trendentwicklung der Thw des Pegels Büsum zeigen keine Auffälligkeiten im Vergleich zu benachbarten Pegeln an der schleswig-holsteinischen Küste.

Um die Frage nach Säkularrendveränderungen infolge der Eindeichung der Meldorfer Bucht abschließend beantworten zu können, ist der Zeitraum ab 1978 jedoch zu kurz.

Die Analyse der Tideeintrittszeiten bezogen auf den Monddurchgang in Greenwich zeigt, daß die Vordeichung in der Meldorfer Bucht einen deutlichen Einfluß auf diesen Parameter hat. Infolge dieser Baumaßnahme treten die Thw- durchschnittlich 20 Minuten früher und die Tnw-Scheitelwasserstände 12 Minuten früher ein. Die unterschiedliche Verkürzung führt zu Veränderungen der Flut- und Ebbdauer und damit der Tidedynamik.

Am Beispiel des Pegels Büsum wird deutlich, daß nach sorgfältiger Aufarbeitung des gesamten Pegel- und Datenmaterials vertrauenswürdige Einzelwertzeitreihen aufbereitet werden können. Allerdings sind bei der Analyse der einzelnen Wasserstandszeitreihen (Tnw, Thw) bzw. der Tideeintrittszeiten oder Laufzeiten unbedingt die spezifischen Randbedingungen der jeweils betrachteten Pegel zu beachten. Für den Pegel Büsum folgt daraus, daß die Thw-Zeitreihe durchaus für eine allgemeine Wasserstandsanalyse der Westküstenpegel Schleswig-Holsteins herangezogen werden kann; allerdings gilt dies aufgrund des Pegelstandortes Büsum nicht für die Tnw-Zeitreihen bzw. die Tideeintrittszeiten und Tidelaufzeiten.

Eine sorgfältige Prüfung und Korrektur des gesamten Datenmaterials einschließlich der Aufarbeitung historischer Aufzeichnungen für jeden einzelnen Pegel ist eine unerläßliche Voraussetzung im Hinblick auf eine zuverlässige Analyse der Wasserstandsentwicklung.

2.5 Datenbasis

Die Eintrittszeiten werden *immer auf MEZ bezogen* und entsprechend korrigiert. Neben der Korrektur der mitteleuropäischen Sommerzeit mußten die Daten der Jahre 1945 und 1947 um eine weitere Stunde korrigiert werden, da in diesen Jahren eine „Hochsommerzeit“ eingeführt worden war.

Durch die Datenaufbereitung stehen lückenlose Zeitreihen der täglichen Tidescheitelwerte und deren Eintrittszeiten für die Pegel nach Tabelle 2 zur Verfügung und sind auf Datenträgern gesichert.

Für einige Pegel existieren darüber hinaus Datenaufzeichnungen, die jedoch mehr oder

Tabelle 2. Pegel und Zeiträume, für die *lückenlose* Zeitreihen der Tageswerte vorliegen

Pegel	Zeitreihe*)
Borkum	1936 – 1987
Norderney	1936 – 1987
Emden	1950 – 1987
Helgoland	1954 – 1987
LT Alte Weser/Roter Sand	1936 – 1987
Wilhelmshaven	1936 – 1987
Cuxhaven	1890 – 1987
Büsum	1953 – 1987
Husum	1952 – 1987
Wittdün	1952 – 1987
Dagebüll	1952 – 1987
List	1952 – 1987

*) die Zeitangaben beziehen sich auf Abflußjahre (1. 11. bis 31. 10.) entsprechend dem DGJ

weniger große Lücken aufweisen. Um die Datenbasis zu vergrößern, wurden Verfahren zur Lückenschließung entwickelt.

Die Untersuchungen wurden sowohl mit täglichen Scheitelwerten des Thw und des Tnw als auch mit deren Jahresmittelwerten (MThw, MTnw) durchgeführt (JENSEN, 1984).

Die Berechnung der Jahresmittelwerte erfolgte aus den korrigierten Zeitreihen der halbtägigen Scheitelwerte. Zur Vergrößerung der Datenbasis wurden weitere Jahresmittelwerte und für einige Analysen Daten des Pegels Bremerhaven aus JENSEN (1984) herangezogen, wobei diese Daten zwischenzeitlich ebenfalls korrigiert und ergänzt wurden. Insgesamt bilden die in Tabelle 3 aufgeführten Pegelzeitreihen die Grundlage der mit Jahresmittelwerten durchgeführten Berechnungen. Die Jahresangaben beziehen sich immer auf „Abflußjahre“ (vom 1. 11. des Vorjahres bis zum 31. 10.).

Tabelle 3. MThw und MTnw-Zeitreihen der ausgewählten Pegel

Pegel		MThw-Zeitreihe	MTnw-Zeitreihe
Borkum	(BOR)	1931 – 1991	1931 – 1991
Norderney	(NOR)	1891 – 1991	1891 – 1991
Emden	(EMD)	1901 – 1991	1901 – 1991
Helgoland	(HEL)	1953 – 1991	1953 – 1991
LT Alte Weser	(LTW)	1901 – 1991	1901 – 1991
Wilhelmshaven	(WIL)	1873 – 1991	1901 – 1991
Bremerhaven	(BRV)	1881 – 1991	1881 – 1991
Cuxhaven	(CUX)	1855 – 1991	1855 – 1991
Büsum	(BUE)	1871 – 1991	1931 – 1991
Husum	(HUS)	1868 – 1991	1906 – 1991
Wittdün	(WIT)	1952 – 1991	1952 – 1991
Dagebüll	(DAG)	1874 – 1991	1936 – 1991
List	(LIS)	1931 – 1991	1931 – 1991

Nach dieser Datenaufbereitung steht ein qualitativ hochwertiges Datenkollektiv zur Verfügung. Dennoch kann nicht ausgeschlossen werden, daß durch weitere aufwendige Untersuchungen einzelner Pegel (vgl. MÜGGE und JENSEN, 1991) Korrekturen der etwa $2 \cdot 10^6$ Einzelwerte angebracht werden müßten (vgl. auch LOHRBERG, 1989).

3. Statistische Analysen

3.1 Vorbemerkungen

Vor der eigentlichen statistischen Analyse wurden für jeden Pegel getrennt für Thw und Tnw Histogramme der täglichen Scheitelwerte und die Jahresgänge der täglichen Mittelwerte in einer Vorauswertung zusammengestellt. Beispielhaft für den Pegel Cuxhaven sind in Abb. 6 und 7 die Histogramme der täglichen Scheitelwerte der Thw und Tnw einschließlich der jeweiligen Standardabweichungen über den Zeitraum von 1856 bis 1987 dargestellt. Damit wird die Annahme einer Normalverteilung der Wasserstände über einen langen Beobachtungszeitraum bestätigt. Die Werte außerhalb des Darstellungsbereiches sind als Summe an der jeweiligen Darstellungsgrenze aufgetragen.

Abb. 8 und 9 zeigen wiederum beispielhaft für den Pegel Cuxhaven den Jahresgang der Thw und Tnw als Mittelwerte über den Zeitraum von 1856 bis 1987. Der charakteristische

Pegel Cuxhaven

Histogramm der täglichen Scheitelwerte des Thw von 1856 bis 1987

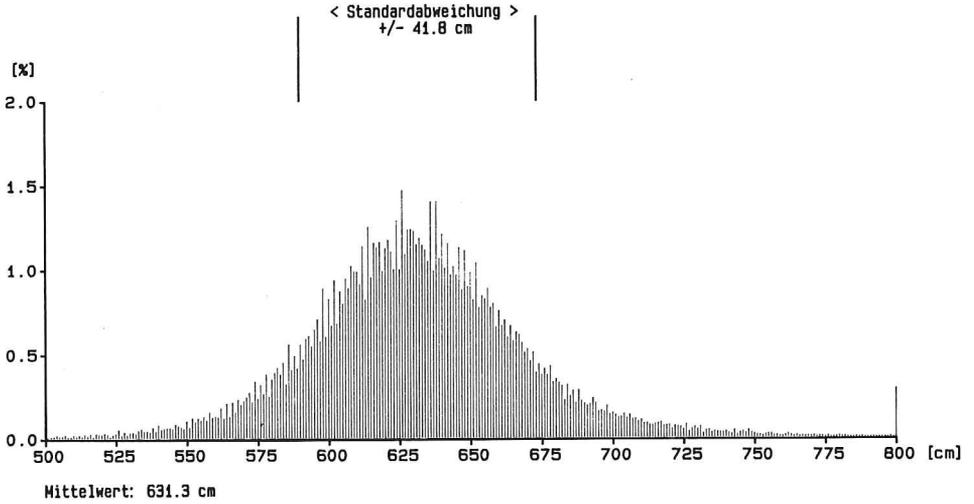


Abb. 6: Verteilung der täglichen Scheitelwerte des Thw der Zeitreihe von 1856 bis 1987 für den Pegel Cuxhaven

Pegel Cuxhaven

Histogramm der täglichen Scheitelwerte des Tnw von 1856 bis 1987

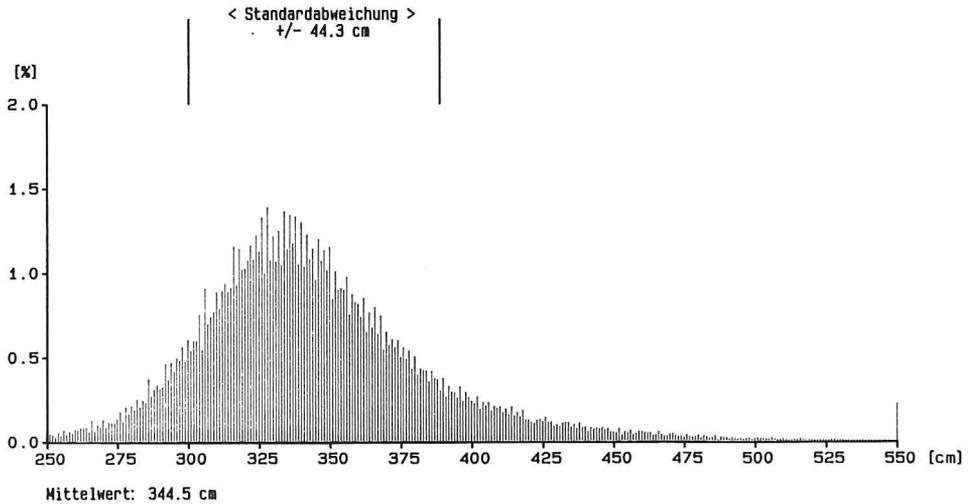


Abb. 7: Verteilung der täglichen Scheitelwerte des Tnw der Zeitreihe von 1856 bis 1987 für den Pegel Cuxhaven

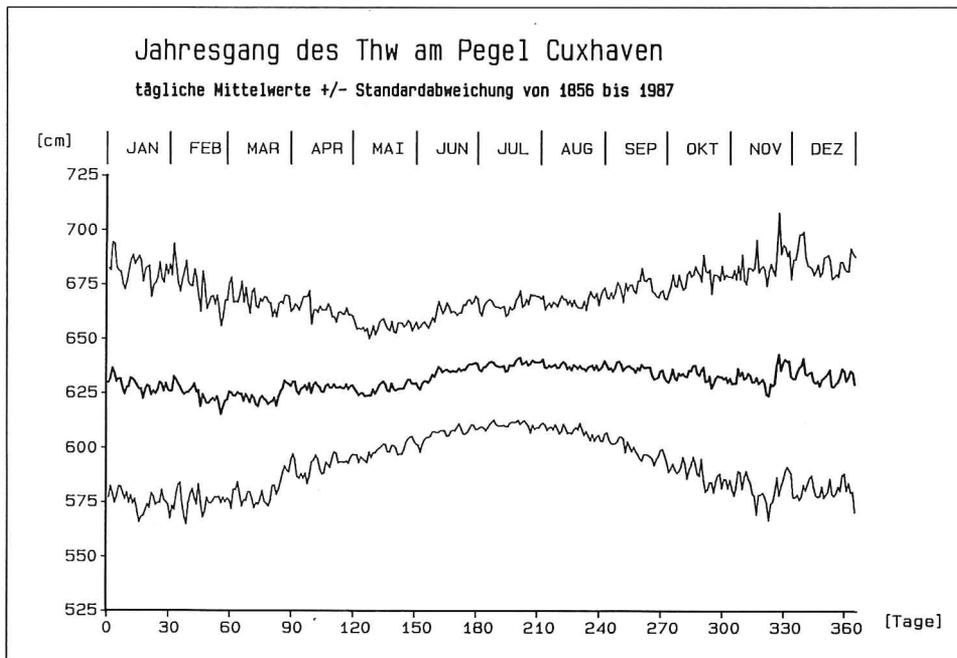


Abb. 8: Jahresgang des Thw der Zeitreihe von 1856 bis 1987 für den Pegel Cuxhaven

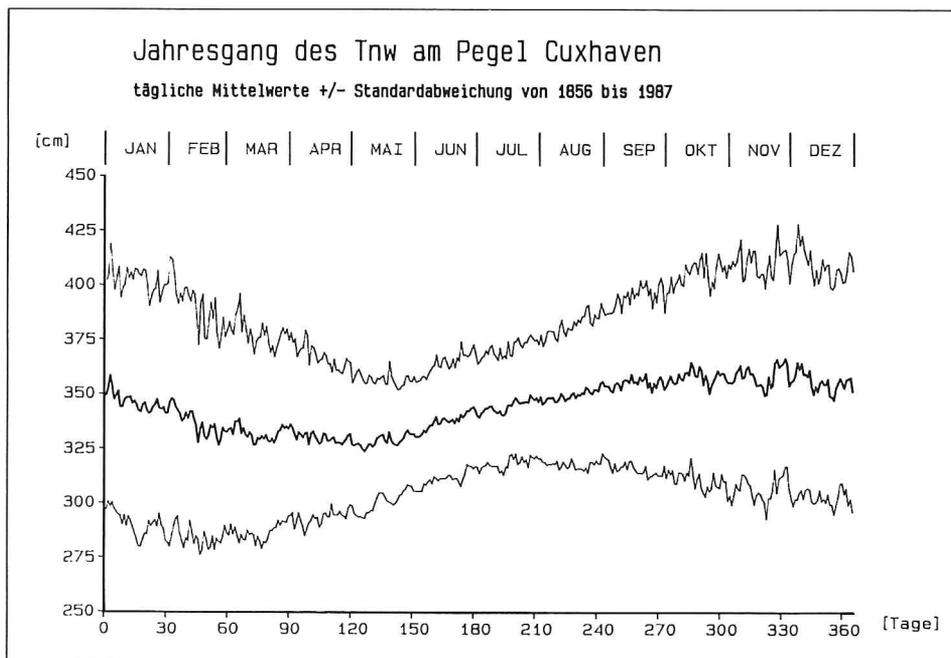


Abb. 9: Jahresgang des Tnw der Zeitreihe von 1856 bis 1987 für den Pegel Cuxhaven

Jahresgang der Thw für die Pegel in der Deutschen Bucht zeigt ein Minimum für die Monate Februar bis April und ein Maximum für die Monate Juli und August. Der entsprechende Jahresgang der Tnw zeigt ein Minimum für die Monate April und Mai und ein Maximum für die Monate Oktober und November.

In Tabelle 4 und 5 sind die Häufigkeitsverteilungen der Thw und Tnw für Abschnitte von 10 Jahren von 1906/1915 bis 1976/1985 mit der Einzelhäufigkeit p und Summenhäufigkeit P_U für eine Klassenbreite von 25 cm sowie die jeweiligen Mittelwerte beispielhaft für den Pegel Cuxhaven aufgeführt. Der Tabelle 4 ist zu entnehmen, daß sich der Mittelwert der Thw vom ersten Zeitraum 1906/1915 von 625 cm auf 648 cm für den letzten Auswertez Zeitraum 1976/1985 erhöht hat. Waren in dem 10-Jahres-Zeitraum 1906/1915 78,5% der Thw kleiner als 650 cm, so sind es in dem 10-Jahres-Zeitraum 1976/1985 nur 54,7%. In Abb. 10 und 11 sind die Summenhäufigkeiten der Thw und Tnw dieser 8 Teilzeitreihen dargestellt, die deutliche Verschiebung zu höheren Wasserständen ist über den gesamten Häufigkeitsbereich zu erkennen. Es stellt sich annähernd eine Verschiebung von 25 cm für den gesamten dargestellten Höhenbereich dar, d. h., sowohl kleine wie auch hohe Thw sind im Zeitraum 1976/1985 etwa 25 cm größer. Diese Verschiebung zu höheren Wasserständen ist auf den Säkularanstieg zurückzuführen.

Tabelle 4. Häufigkeitsverteilung in % der Thw (NN -500 cm) für den Zeitraum von 1906 bis 1985 in Abschnitten von 10 Jahren für den Pegel Cuxhaven. Obere Zeile: Einzelhäufigkeit p , untere Zeile: Summenhäufigkeit P_U , Klassenbreite: 25 cm

Klasse Zeitraum	< 500	525	550	575	600	625	650	675	700	725	750	775	Mittel- wert
1906 --	,6	,7	1,0	5,2	15,1	28,5	27,4	13,6	4,7	1,9	,8	,6	625
-- 1915	,6	1,3	2,2	7,4	22,6	51,1	78,5	92,1	96,8	98,6	99,4	100,00	
1916 --	,3	,6	1,1	3,1	10,7	25,8	30,6	17,0	5,6	2,4	1,3	1,3	633
-- 1925	,3	,9	2,1	5,2	15,9	41,7	72,3	89,3	95,0	97,3	98,7	100,00	
1926 --	,3	,5	1,1	3,6	10,0	23,1	30,8	18,7	7,1	2,7	1,1	1,1	635
-- 1935	,3	,8	1,8	5,4	15,4	38,5	69,3	88,0	95,1	97,8	98,9	100,00	
1936 --	,5	,4	,9	2,8	8,6	22,2	30,9	21,0	7,4	2,7	1,4	1,3	638
-- 1945	,5	,8	1,7	4,5	13,1	35,3	66,3	87,2	94,6	97,3	98,7	100,00	
1946 --	,4	,5	1,4	3,2	9,1	22,3	30,2	19,9	7,6	3,2	1,2	1,1	637
-- 1955	,4	,9	2,3	5,5	14,6	36,9	67,1	87,0	94,6	97,7	98,9	100,00	
1956 --	,4	,4	,8	2,8	8,1	21,1	31,6	21,2	8,6	2,9	1,0	1,1	639
-- 1965	,4	,7	1,6	4,3	12,4	33,6	65,2	86,3	94,9	97,9	98,9	100,00	
1966 --	,3	,2	,9	2,5	7,9	18,8	29,6	23,3	9,7	3,6	1,6	1,6	644
-- 1975	,3	,5	1,3	3,9	11,7	30,6	60,1	83,4	93,2	96,8	98,4	100,00	
1976 --	,1	,3	1,0	2,3	6,2	16,2	28,7	24,5	12,4	4,4	2,1	1,9	648
-- 1985	,1	,4	1,3	3,6	9,8	26,1	54,7	79,3	91,7	96,1	98,1	100,00	

Im Vergleich zu der Häufigkeitsverteilung der Thw zeigt die Verteilung der Tnw (s. Tab. 5) ein anderes Verhalten. Ausgehend von dem Zeitraum 1906/1915 zeigt sich ein Anstieg der Tnw im Mittel von 344 cm auf 356 cm im Zeitraum 1946/1955 und danach wieder einen Abfall des Mittelwertes der Tnw auf 347 cm in dem Zeitraum 1976/1985. Der Tnw-Wert von 350 cm wird in dem Zeitraum 1906/1915 von 82,9%, in dem Zeitraum 1946/1955 von 74,9% und in dem letzten 10-Jahres-Zeitraum 1976/1985 von 79,7% aller Werte unterschritten. Entsprechend zeigt sich in Abb. 11 bei der Darstellung der 8 Teilzeitreihen kein einheitliches

Tabelle 5. Häufigkeitsverteilung in % der Thw (NN -500 cm) für den Zeitraum von 1906 bis 1985 in Abschnitten von 10 Jahren für den Pegel Cuxhaven. Obere Zeile: Einzelhäufigkeit p, untere Zeile: Summenhäufigkeit P_U, Klassenbreite: 25 cm

Klasse Zeitraum	< 225	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	Mittelwert
1906 --	,3	,5	1,8	8,1	23,0	29,5	19,8	8,5	4,1	2,3	1,1	1,1	344
-- 1915	,3	,8	2,5	10,7	33,6	63,1	82,9	91,4	95,5	97,8	98,9	100,00	
1916 --	,3	,7	2,0	7,6	23,1	29,0	18,8	9,0	4,6	2,3	1,2	1,5	345
-- 1925	,3	1,0	3,0	10,6	33,6	62,6	81,4	90,4	95,0	97,3	98,5	100,00	
1926 --	,3	,4	1,5	5,2	18,5	30,6	22,1	11,1	5,1	2,4	1,3	1,5	350
-- 1935	,3	,8	2,3	7,4	26,0	56,6	78,6	89,7	94,8	97,2	98,5	100,00	
1936 --	,6	,6	1,3	6,2	19,5	30,6	21,1	10,3	5,0	2,1	1,4	1,3	348
-- 1945	,6	1,1	2,5	8,6	28,1	58,7	79,7	90,1	95,1	97,2	98,7	100,00	
1946 --	,3	,3	,9	4,0	15,2	30,6	23,6	12,2	6,2	3,2	1,6	1,8	356
-- 1955	,3	,6	1,5	5,5	20,7	51,4	74,9	87,1	93,4	96,6	98,2	100,00	
1956 --	,2	,4	,9	4,5	17,2	31,8	22,9	12,1	4,6	2,6	1,2	1,5	352
-- 1965	,2	,6	1,5	6,0	23,3	55,1	77,9	90,0	94,6	97,2	98,5	100,00	
1966 --	,2	,2	1,0	4,3	17,9	30,4	22,4	11,9	5,1	2,8	1,5	2,2	354
-- 1975	,2	,5	1,5	5,8	23,7	54,1	76,5	88,5	93,6	96,4	97,8	100,00	
1976 --	,3	,6	2,0	7,9	22,3	28,6	18,0	9,5	5,2	2,5	1,4	1,7	347
-- 1985	,3	,9	2,8	10,7	33,1	61,6	79,7	89,2	94,4	96,9	98,3	100,00	

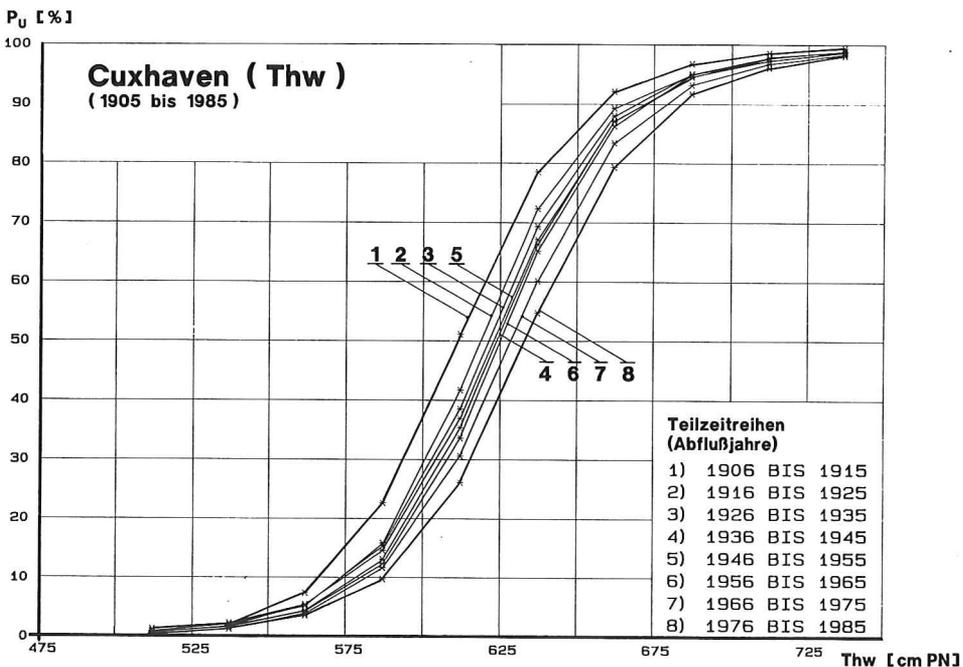


Abb. 10: Summenhäufigkeiten der Thw der 8 Teilzeitreihen von 1906/1915 bis 1976/1985 für den Pegel Cuxhaven

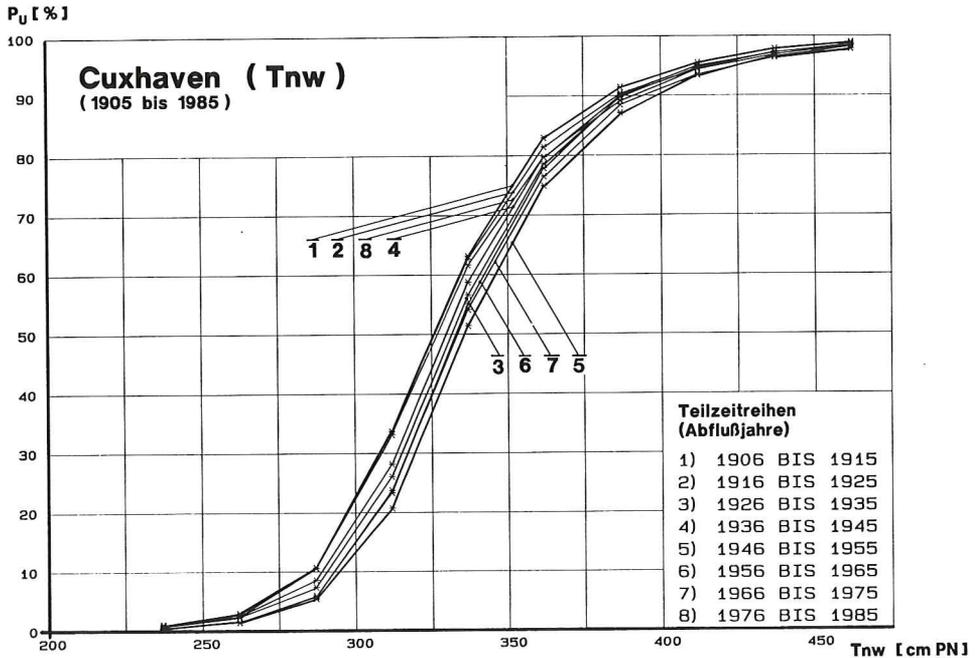


Abb. 11: Summenhäufigkeiten der Tnw der 8 Teilzeitreihen von 1906/1915 bis 1976/1985 für den Pegel Cuxhaven

Bild. Eine eindeutige Verschiebung zu niedrigeren oder höheren Tnw-Werten ist nicht zu erkennen.

Entsprechende Voruntersuchungen wurden für alle Pegel durchgeführt; diese Auswertungen sind dem Anlagenband zum Abschlußbericht „Wasserstandentwicklung in der Deutschen Bucht“ zu entnehmen. Zusammenfassend ist hierzu festzustellen, daß alle Pegel ein der oben angeführten Charakteristik des Pegels Cuxhaven ähnliches Verhalten aufweisen.

3.2 Trenduntersuchungen

Die mittlere Änderung der Wasserstände innerhalb eines bestimmten Zeitraumes kann mit Hilfe linearer Regression bestimmt werden (JENSEN, 1984). Häufig wird der Trend als Säkulartrend (Säkulum = 100 Jahre) in cm/100 Jahre angegeben. Dieser Trend gilt nur für den Auswertzeitraum und darf insbesondere bei kürzeren Beobachtungszeiträumen nicht als Prognose der Wasserstandsentwicklung für die Zukunft mißverstanden werden; deshalb wird bei kurzen Zeitreihen der Trend in cm/Jahr angegeben.

Für die Beschreibung der Güte der linearen Regression wird ein Vertrauensbereich den Ergebnissen zugeordnet. Unter der Voraussetzung, daß zu jedem Zeitpunkt die abhängige Größe (z. B. Thw oder Tnw) normalverteilt ist, kann ein Konfidenzintervall abhängig von der Prüfverteilung und der Signifikanzzahl angegeben werden. Bei der Angabe eines Konfidenzintervalles wird der Bereich der Verteilung abgegrenzt, der die Wahrscheinlichkeit $1-\alpha$ enthält, wobei $1-\alpha$ das Signifikanzniveau darstellt.

Konfidenzintervalle können für die Regressionsgerade und für die Meßwerte angegeben

werden. Für die durchgeführten Untersuchungen wird das Konfidenzintervall für die Ausgleichsgerade nach YEВJEVICH (1972) herangezogen. Als Prüfverteilung wird die Student-t-Verteilung gewählt.

Auf Abb. 12 und 13 sind, wiederum nur für den Pegel Cuxhaven, die Jahresmittelwerte der MThw und MTnw der Zeitreihe 1855 bis 1991 dargestellt. Neben den dargestellten Jahresmittelwerten ist die Ausgleichsfunktion für den Auswertzeitraum eingezeichnet. Auch bei diesen Darstellungen ist entsprechend Abb. 10 und 11 das unterschiedlichste Anstiegsverhalten der Jahresmittelwerte der MThw und MTnw zu erkennen; die MThw-Zeitreihe beinhaltet einen kontinuierlichen Anstieg von etwa 27 cm/100 Jahre. Der Anstieg der MTnw ist mit 17 cm/100 Jahre deutlich geringer und zeigt darüber hinaus kein einheitliches Verhalten.

M T h w

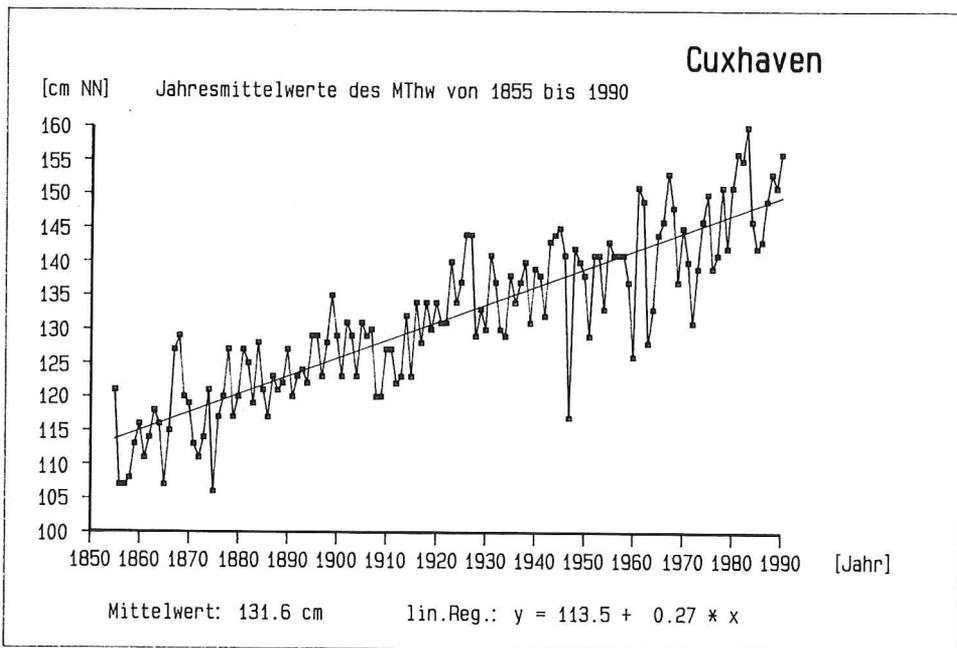


Abb. 12: Jahresmittelwerte und Trend des MThw der Zeitreihe von 1855 bis 1991 für den Pegel Cuxhaven

Die Trends an den einzelnen Pegelstandorten weisen teilweise erhebliche Unterschiede auf. Auch innerhalb einer Pegelzeitreihe besteht eine große Abhängigkeit der Steigung der Ausgleichsgeraden vom Untersuchungszeitraum. Hierbei ist darauf zu achten, daß die Untersuchungszeiträume annähernd ein Vielfaches von 18,6 Jahren betragen, damit der Anteil der Nodaltide nicht fälschlicherweise als langfristiger Trend interpretiert wird.

In Tabelle 6 findet sich eine Zusammenstellung der Trends für die Jahresmittelwerte der MThw, MTnw, MThb und $MT\frac{1}{2}w$ für den Zeitraum der letzten 100, 37 und 19 Jahre bis zum Jahr 1991 an den betrachteten Pegelstandorten (vgl. JENSEN, 1984).

Die Länge der Zeiträume ist durch das Datenmaterial beschränkt, so daß die Trendberechnungen über mehr als 37 Jahre nicht für alle Pegel durchgeführt werden konnten. Um die mittlere Wasserstandsentwicklung innerhalb der letzten 19 Jahre aufzuzeigen, wurden lineare

MTnw

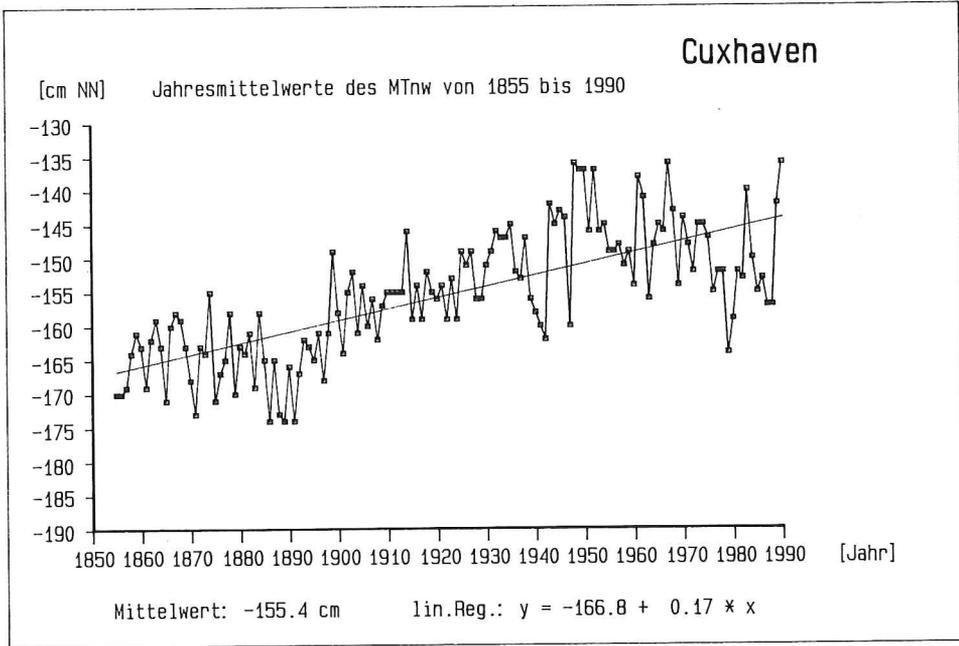


Abb. 13: Jahresmittelwerte und Trend des MTnw der Zeitreihe von 1855 bis 1991 für den Pegel Cuxhaven

Tabelle 6. Lineare Trends für verschiedene Untersuchungszeiträume an Pegeln an der deutschen Nordseeküste

Pegel	Lineare Trends der Regressionsgeraden [cm/a]											
	MThw-Trend			MTnw-Trend			MThb-Trend			MT _{zw} -Trend		
	1973	1955	1892	1973	1955	1892	1973	1955	1892	1973	1955	1892
	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1991	1991
	(19a)	(37a)	(100a)	(19a)	(37a)	(100a)	(19a)	(37a)	(100a)	(19a)	(37a)	(100a)
Borkum	0,45	0,33	—	0,47	0,16	—	-0,02	0,17	—	0,46	0,24	—
Emden	0,44	0,43	—	0,19	-0,22	—	0,25	0,65	—	0,31	0,11	—
Norderney	0,09	0,27	—	0,33	0,05	—	-0,24	0,22	—	0,21	0,16	—
Wilhelmshaven	0,35	0,27	0,27	0,31	-0,01	0,01	0,04	0,28	0,26	0,33	0,13	0,15
Bremerhaven	0,17	0,24	0,24	0,25	-0,39	-0,18	-0,03	0,65	0,42	0,21	-0,07	0,03
LT Alte Weser	0,33	0,38	—	0,47	0,14	—	-0,11	0,25	—	0,40	0,26	—
Cuxhaven	0,32	0,34	0,25	0,16	-0,10	0,13	0,17	0,44	0,12	0,23	0,12	0,19
Helgoland	0,37	0,23	—	0,40	0,02	—	-0,03	0,20	—	0,39	0,13	—
Büsum	0,51	0,47	0,19	0,84	0,36	—	-0,33	0,11	—	0,68	0,41	—
Husum	0,62	0,56	0,31	0,68	0,06	—	-0,37	0,41	—	0,65	0,31	—
Wittdün	0,43	0,46	—	0,50	0,01	—	-0,07	0,44	—	0,47	0,23	—
Dagebüll	0,74	0,60	0,29	0,48	-0,17	—	0,42	0,81	—	0,61	0,21	—
List	0,42	0,32	—	0,37	0,04	—	0,05	0,28	—	0,39	0,18	—
Mittelwert	0,40	0,38	0,26	0,42	0,0	0,01	-0,02	0,35	0,27	0,43	0,19	0,13

Trendrechnungen über den Zeitraum von 1973 bis 1991 durchgeführt. Dies entspricht der Periode der Nodaltide, so daß die Trendrechnungen von diesem Effekt nicht beeinflusst werden. Auch die längeren Zeiträume entsprechen etwa einem Vielfachen von 18,6 Jahren.

Weitere Trends wurden über 37 Jahre (1955 bis 1991) und 100 Jahre (1892 bis 1991) entsprechend den vorhandenen Datenreihen berechnet. Der Vertrauensbereich beträgt – auf einem Signifikanzniveau von 99 % – für die aus den Jahresmittelwerten der Wasserstandszeitreihen der verschiedenen Pegel berechneten Trendgeraden ± 2 cm.

In Tabelle 6 ist nicht nur die zeitliche Variabilität der Trends zu erkennen, sie zeigt auch die unterschiedliche Entwicklung an den einzelnen Pegelstandorten. Beim MThw ist eine deutliche Zunahme der positiven Trends innerhalb der kürzeren Zeiträume zu erkennen. Insbesondere die Auswertungen über die letzten 19 Jahre ergeben an einigen Pegeln Anstiegsraten des MThw, die sich gegenüber denen der längeren Zeiträume von 37 und 100 Jahren zum Teil verdoppelt haben. Einschränkend ist jedoch zu bemerken, daß kurzfristige Fluktuationen innerhalb der Zeitreihen bei der Betrachtung 19jähriger Zeiträume relativ starke Auswirkungen auf den Trend haben. Dies kann auch anhand der Ergebnisse für Berechnungen mit 25jährigen Zeitfenstern der Zeitreihen festgestellt werden (JENSEN et al., 1988). Hier sind z. B. für das MThw des Pegels Cuxhaven ähnlich starke Schwankungen Anfang dieses Jahrhunderts zu verzeichnen (vgl. LOHRBERG, 1989).

Berechnungen für das MTnw über 37 Jahre ergeben überwiegend negative Trends, d. h., innerhalb dieses Zeitraums ist im Mittel ein Absinken des Tideniedrigwassers zu verzeichnen. Ähnlich wie beim MThw zeigen die Trends über die letzten 19 Jahre einen Anstieg der MTnw, so daß an fast allen Pegeln auch für das MTnw die Trends für diesen Zeitraum positiv sind. Da der mittlere Tidehub aus der Differenz von MThw und MTnw gebildet wird, haben Trendberechnungen für diesen Parameter die entsprechenden Merkmale wie die Trends für MThw und MTnw. Bei den Trends des MThb sind jedoch, insbesondere innerhalb der letzten 19 Jahre, räumliche Unterschiede festzustellen. So sind die mittleren Anstiege des MThb für die Pegel an den Mündungen der Tideflüsse (Ems, Weser und Elbe) erheblich größer als die der anderen Pegel (vgl. JENSEN und SCHÖNFELD, 1990; SCHÖNFELD und JENSEN, 1991). Das $MT\frac{1}{2}w$ berechnet sich als arithmetischer Mittelwert aus dem MThw und MTnw. Dementsprechend ergeben sich für den Zeitraum der 19 Jahre bis 1991 auffällig hohe $MT\frac{1}{2}w$ -Trends; für die Pegel Büsum und Dagebüll ergeben sich Werte von bis zu 0,68 cm/Jahr. Neben den linearen Trends der einzelnen Pegel sind in der unteren Zeile der Tabelle 6 die Mittelwerte der untersuchten Pegelstandorte für die jeweiligen Auswertzeitreihen aufgeführt, ohne die Qualität bzw. Vertrauenswürdigkeit der einzelnen Pegel für die Mittelwertbildung zu berücksichtigen. Für den Zeitraum der 100 Jahre bis 1991 ergibt sich als Mittelwert für die Pegel in der Deutschen Bucht der für das MThw erwartete Säkularanstieg von 26 cm/100 Jahre; für das MTnw ergibt sich keine signifikante Änderung. Der Tidehub hat sich in dieser Zeit um 19 cm/100 Jahre vergrößert und das $MT\frac{1}{2}w$, als Approximation für den Mean Sea Level (MSL), ein Wert von 17 cm/100 Jahre. Über den Zeitraum einer Nodaltide, d. h. der 19 Jahre bis 1991, ergibt sich für das MThw und MTnw ein Anstieg von 0,4 cm/100 Jahre (40 cm/100 Jahre), für den MThb ergibt sich dementsprechend keine signifikante Änderung und für das $MT\frac{1}{2}w$ als Näherung für den MSL ein Anstieg von 0,4 cm/Jahr (40 cm/Jahre) (vgl. auch SIEFERT und LASSEN, 1985; LASSEN, 1989).

In Abb. 14 und 15 sind die Zeitreihen der Jahresmittelwerte des Tidehoch- und Tideniedrigwassers aller 13 Pegel als Abweichung vom jeweiligen Mittelwert über den Zeitraum von 1953 bis 1991 dargestellt. Zusätzlich sind die Regressionsgeraden mit den diesem Auswertzeitraum zugeordneten Trends in cm/Jahr angegeben.

Die Darstellung der MThw und MTnw zeigen für den Zeitraum der letzten 20 Jahre ein

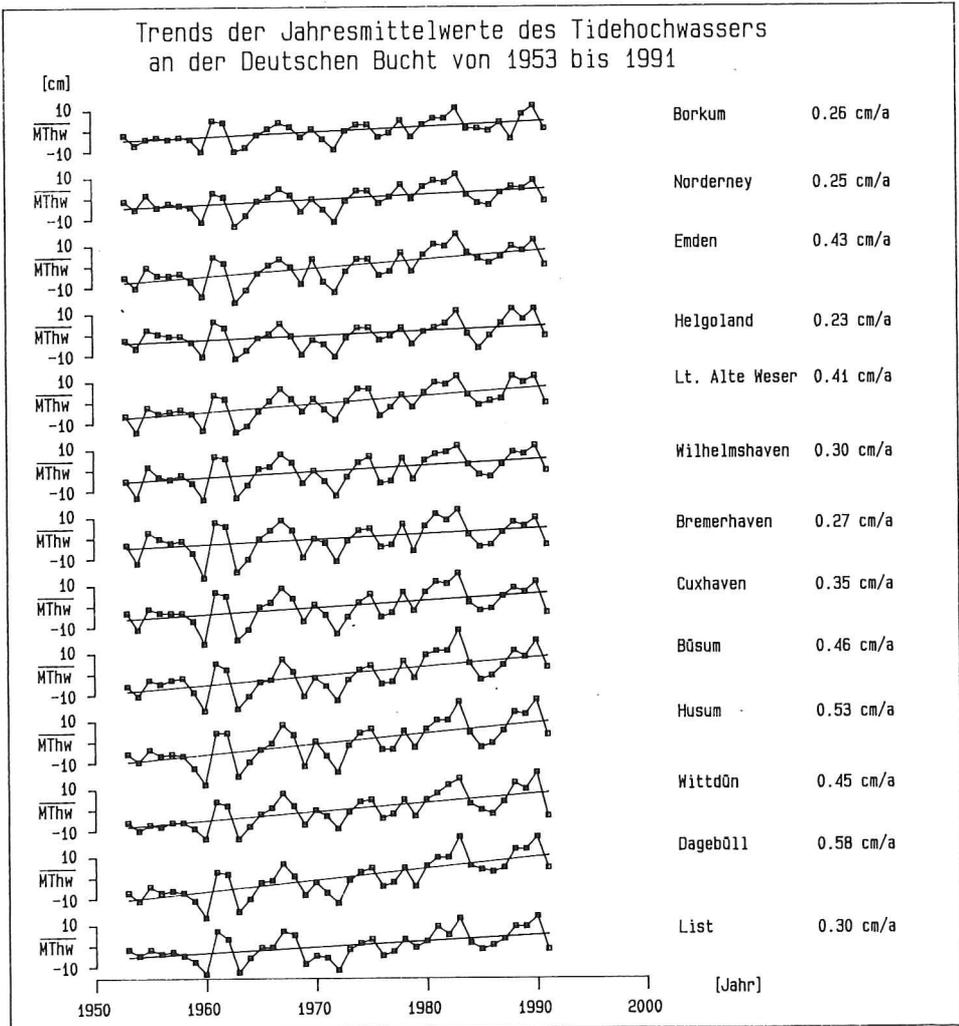


Abb. 14: Jahreswerte der MThw als Abweichung vom jeweiligen Mittelwert und lineare Trends der Zeitreihe 1953 bis 1991

sehr gleichsinniges Verhalten. Auffällig sind die ausgesprochen niedrigen MThw- und MTnw-Werte im Jahr 1991. Der Wertevorrat der Ausgleichsfunktionen der MThw-Zeitreihen reicht von 0,23 cm/Jahr am Pegel Helgoland bis zu 0,58 cm/Jahr am Pegel Dagebüll. Die entsprechende Bandbreite für die MTnw-Zeitreihen reicht von $-0,37$ cm/Jahr am Pegel Bremerhaven bis 0,31 cm/Jahr am Pegel Büsum, wobei der MTnw-Verlauf am Pegel Büsum als gestört zu betrachten ist (vgl. MÜGGE und JENSEN, 1991).

Im folgenden sollen die zeitgleichen Veränderungen in den Zeitreihen der Thw und Tnw in den Häufigkeitsverteilungen nach Abb. 10 und 11 bzw. die Ergebnisse nach Tabelle 6 näher analysiert werden. Dazu werden Trendberechnungen der Zeitreihen ausgewählter Quantile für die einzelnen Pegel durchgeführt. Abb. 16 zeigt schematisch am Beispiel einer Thw-Häufigkeitsverteilung mit Dichtefunktion (oben) und Verteilungsfunktion (unten) die folgen-

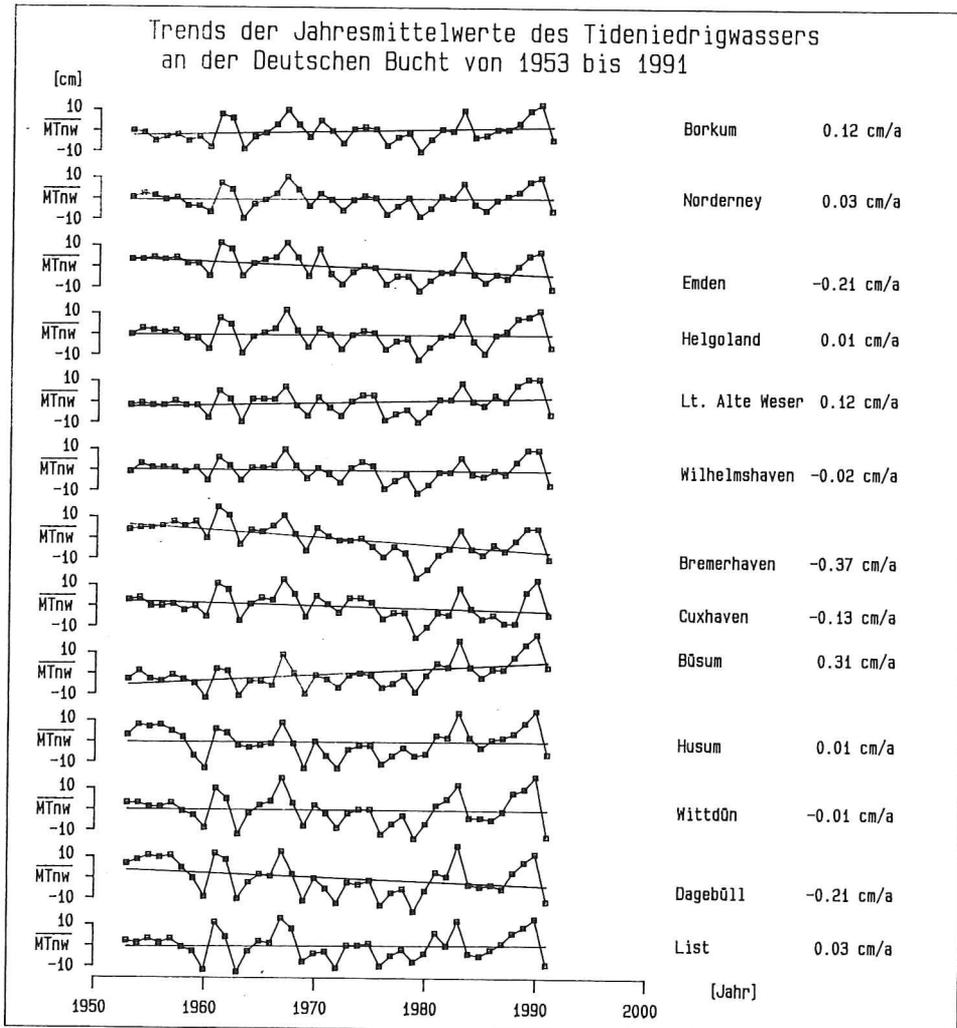


Abb. 15: Jahreswerte der MTnw als Abweichung vom jeweiligen Mittelwert und lineare Trends der Zeitreihe 1953 bis 1991

den statistischen Parameter: Modalwert, Medianwert (50 %-Quantil), arithmetischer Mittelwert und das 90 %-Quantil. Das Thw_{99} -Quantil repräsentiert den Wert der von 99 % aller Thw , in dem jeweiligen Jahr, unterschritten wird; dementsprechend ist das Tnw_{50} -Quantil der Wert, der in dem jeweiligen Jahr von 50 % der Tnw unter- bzw. überschritten wird (entspricht ungefähr dem arithmetischen Mittelwert).

In Abb. 17 sind am Beispiel des Pegels List für die Zeitreihen der Thw_{50} , Thw_{90} , Thw_{99} -Quantile und der $HThw$ (Jahreshöchstwerte) von 1952 bis 1987 die einzelnen Trendfunktionen mit der Angabe der Veränderung in cm/Jahr innerhalb des Auswertezitraumes und in Abb. 18 die entsprechenden Trendfunktionen für das Tnw (Tnw_{50} , Tnw_5 , Tnw_1 und $NTnw$) dargestellt.

Abb. 17 zeigt, ausgehend von einem Trend von 0,21 cm/Jahr für das Thw_{50} , eine

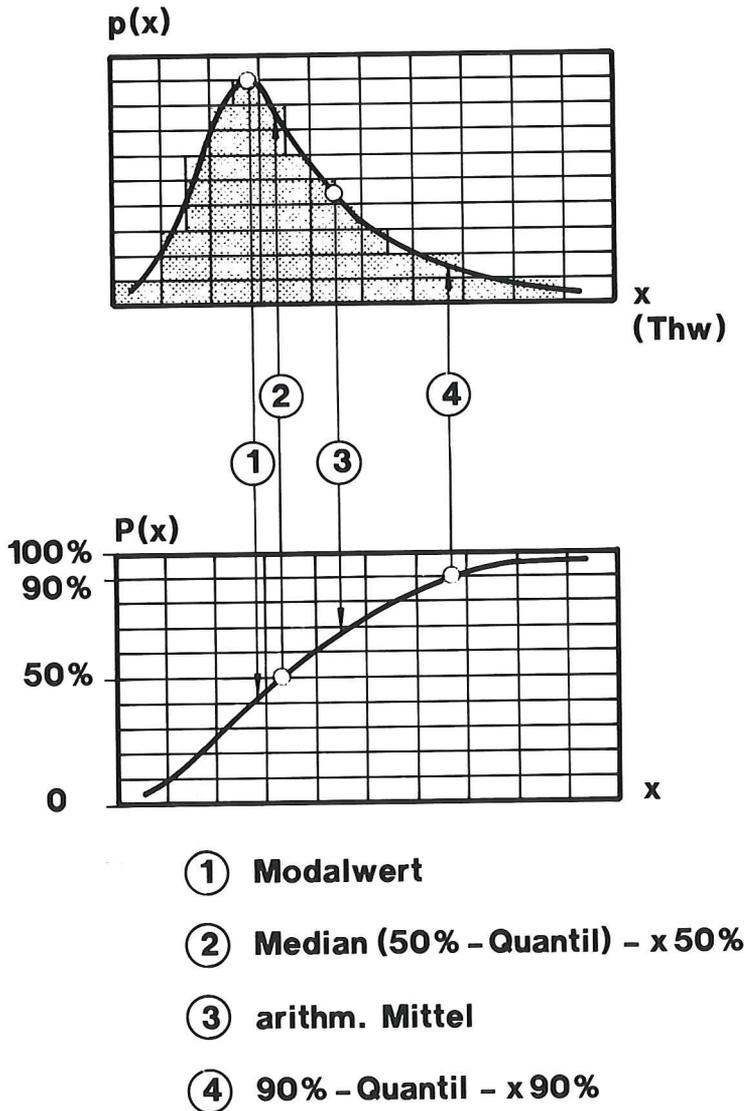


Abb. 16: Schematische Darstellung der Dichte- und Verteilungsfunktion mit den statistischen Parametern

Verstärkung des Trends über 0,42 cm/Jahr für das Thw₉₅ bzw. 0,54 cm/Jahr für das Thw₉₉ auf 0,86 cm/Jahr für das HThw. D. h., je seltener das Ereignis, desto stärker ist die Veränderung in der selektierten Zeitreihe. Allerdings ist anzumerken, daß in dem ohnehin kurzen Auswertzeitraum von 36 Jahren bei der HThw-Zeitreihe nur noch ein Wert pro Jahr enthalten ist. Für die Tnw-Quantile des Pegels List ergibt sich ein entsprechendes Bild; der negative Trend von -0,14 cm/Jahr für das Tnw₅₀ verstärkt sich über -0,30 cm/Jahr für das Tnw₅ und Tnw₁ auf -0,39 cm/Jahr für das NTnw.

In Tabelle 7 sind entsprechend Abb. 17 und 18 Auswertungen für alle Pegel über den Auswertzeitraum von 1954 bis 1987 zusammengestellt. Danach kann festgestellt werden, daß

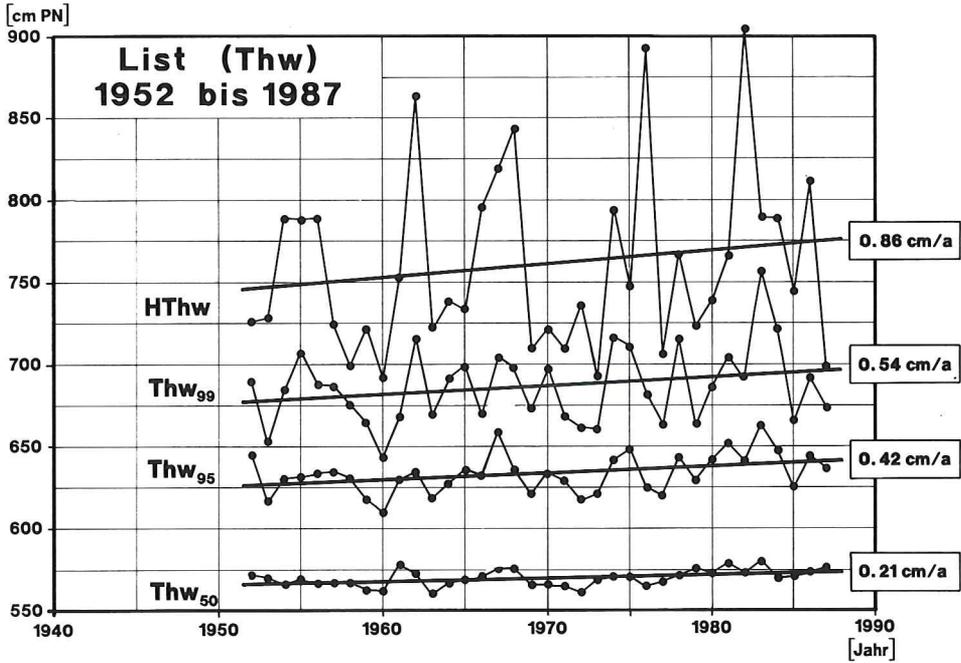


Abb. 17: Trendfunktionen einzelner Thw-Quantile des Pegels List von 1952 bis 1987

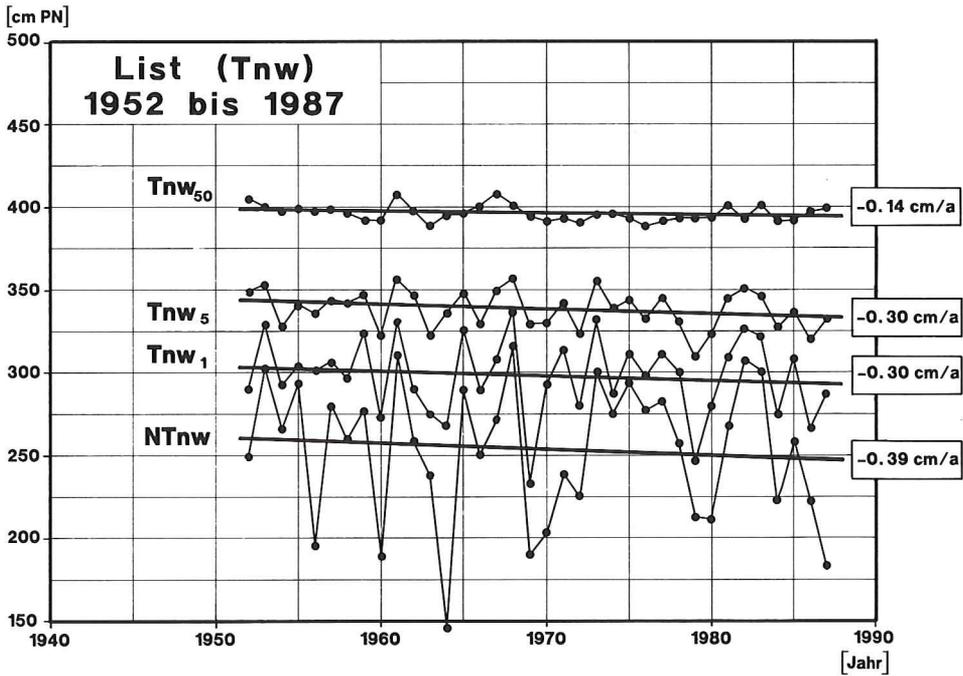


Abb. 18: Trendfunktionen einzelner Tnw-Quantile des Pegels List von 1952 bis 1987

Tabelle 7. Trends der Regressionsgeraden für Thw- und Tnw-Quantile der einzelnen Pegel der Zeitreihe von 1954 bis 1987

	Thw-Trend [cm/a]			Tnw-Trend [cm/a]		
	Thw 99 %	Thw 95 %	Thw 50 %	Tnw 50 %	Tnw 0,5 %	Tnw 0,1 %
Borkum	0,46	0,42	0,28	0,05	-0,10	0,00
Emden	0,81	0,52	0,42	-0,30	-0,54	-0,48
Norderney	0,44	0,43	0,26	-0,06	-0,18	-0,09
Wilhelmshaven	0,46	0,37	0,28	-0,14	-0,16	-0,14
LT Alte Weser	0,69	0,71	0,38	0,04	-0,12	-0,17
Cuxhaven	0,44	0,64	0,36	-0,27	-0,44	-0,36
Helgoland	0,23	0,39	0,12	-0,12	-0,26	-0,21
Büsum	0,49	0,65	0,44	0,14	0,09	-0,15
Husum	0,58	0,81	0,47	-0,10	-0,34	-0,50
Wittdün	0,62	0,71	0,43	-0,17	-0,25	-0,23
Dagebüll	0,76	0,77	0,50	-0,35	-0,76	1,06
List	0,48	0,47	0,26	-0,10	-0,22	-0,23

die stärker meteorologisch beeinflussten Scheitelwerte der Thw und Tnw einen stärkeren Trend aufweisen als die zugehörigen Mittelwerte; und zwar derart, daß die hohen Thw-Werte einen stärkeren positiven Trend und die niedrigeren Tnw-Werte einen stärkeren negativen Trend beinhalten.

Daraus kann geschlossen werden, daß nicht nur die Tidewasserstände zeitliche Veränderungen aufweisen, sondern auch die meteorologischen Randbedingungen, die für extreme Niedrig- bzw. Hochwasserstände (Sturmflut-Wasserstände) verantwortlich sind.

3.3 Analyse der Tideeintrittszeiten

Die Gezeiten in der Nordsee sind hauptsächlich bestimmt durch die halbtägige M_2 -Gezeit. Die Gezeitenwelle aus dem Atlantik durchläuft die Nordsee entgegen dem Uhrzeigersinn zunächst entlang der schottischen und englischen Ostküste südwärts bis in die Deutsche Bucht und verläßt die Nordsee entlang der norwegischen Küste. Daher treten die Thw und Tnw an den einzelnen Pegelstandorten in einer bestimmten zeitlichen Abfolge auf. Änderungen in der Gezeitendynamik bewirken neben Wasserstandsänderungen auf diese Weise auch Änderungen der Eintrittszeiten von Hoch- und Niedrigwasser an den einzelnen Pegelstandorten.

Obwohl die Gezeit in der Nordsee nicht direkt durch das astronomische Gezeitenpotential bestimmt wird, – die Gezeit in der Nordsee ist als Mitschwingezeit abhängig von der Tidewelle aus dem Atlantischen Ozean – besteht eine Relation zwischen der Position des Mondes und der Eintrittszeit von Thw und Tnw. Daher wurde für die folgenden Betrachtungen der Durchgang des Mondes durch den Nullmeridian in Greenwich als Referenzzeit gewählt. Diese Referenzzeit ist nur von astronomischen Faktoren abhängig. Die Untersuchungen beziehen sich auf die Veränderungen der Zeitdauer zwischen dem Eintreten von Thw und Tnw an den Pegeln in der Deutschen Bucht und dem Monddurchgang durch den Nullmeridian. Diese Daten werden nicht durch Änderungen der Pegelnullpunkte bzw. Sackungen usw. beeinflusst. Die Eintrittszeitdifferenzen wurden auf der Basis von Tageswerten ermittelt. Für die Berechnung der Trends und die graphische Darstellung wurden Jahresmittelwerte herangezogen.

Für die Trendberechnungen wurde wieder für alle Pegel der Zeitraum von 1954 bis 1987 gewählt. In Abb.19 und Abb.20 ist die Entwicklung der Eintrittszeitdifferenzen für den Eintritt von Thw und Tnw als Abweichung vom Mittelwert dargestellt.

Die Mittelwerte über den Gesamtzeitraum und die linearen Trends sowie die absoluten Veränderungen innerhalb der 34 Jahre finden sich in Tabelle 8 und 9.

An fast allen Pegeln ergeben sich negative Trends, d.h., die Thw und Tnw treten, bezogen auf den Monddurchgang in Greenwich, früher ein. Ausnahmen bilden hier die Pegel Borkum und Lt. Alte Weser. An diesen beiden Pegeln haben jedoch Standortverlegungen stattgefunden, so daß hier jeweils zwei Teilzeitreihen betrachtet und aneinandergesetzt wurden. Eine Anpassung und Verbindung der Teilzeitreihen konnte nur bei den Wasserständen vorgenommen werden (vgl. Abschnitt 2). Die Umstellung in den Pegelzeitreihen erfolgte für den Pegel Borkum mit dem Abflußjahr 1964 und für den Pegel Lt. Alte Weser/Roter Sand

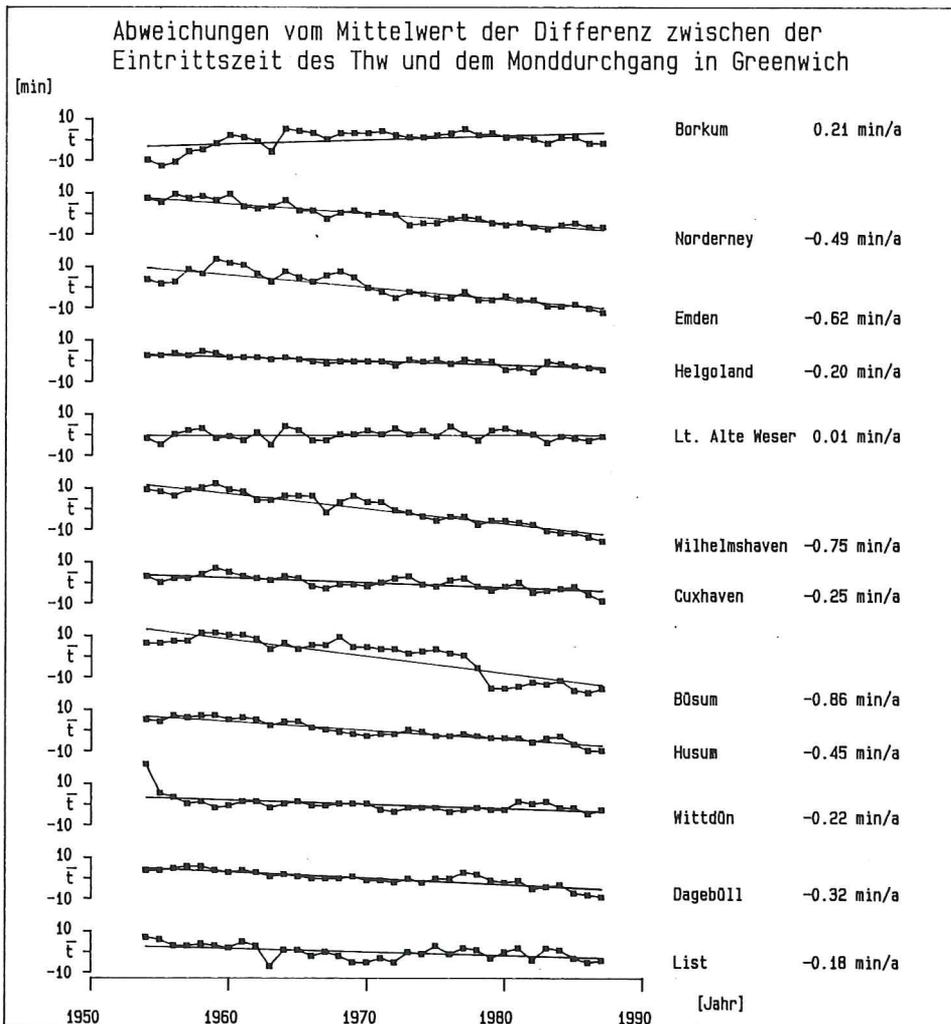


Abb. 19: Jahreswerte der Eintrittszeitdifferenzen des Thw bezogen auf den Mittelwert der Zeitreihen von 1954 bis 1987 und lineare Trends

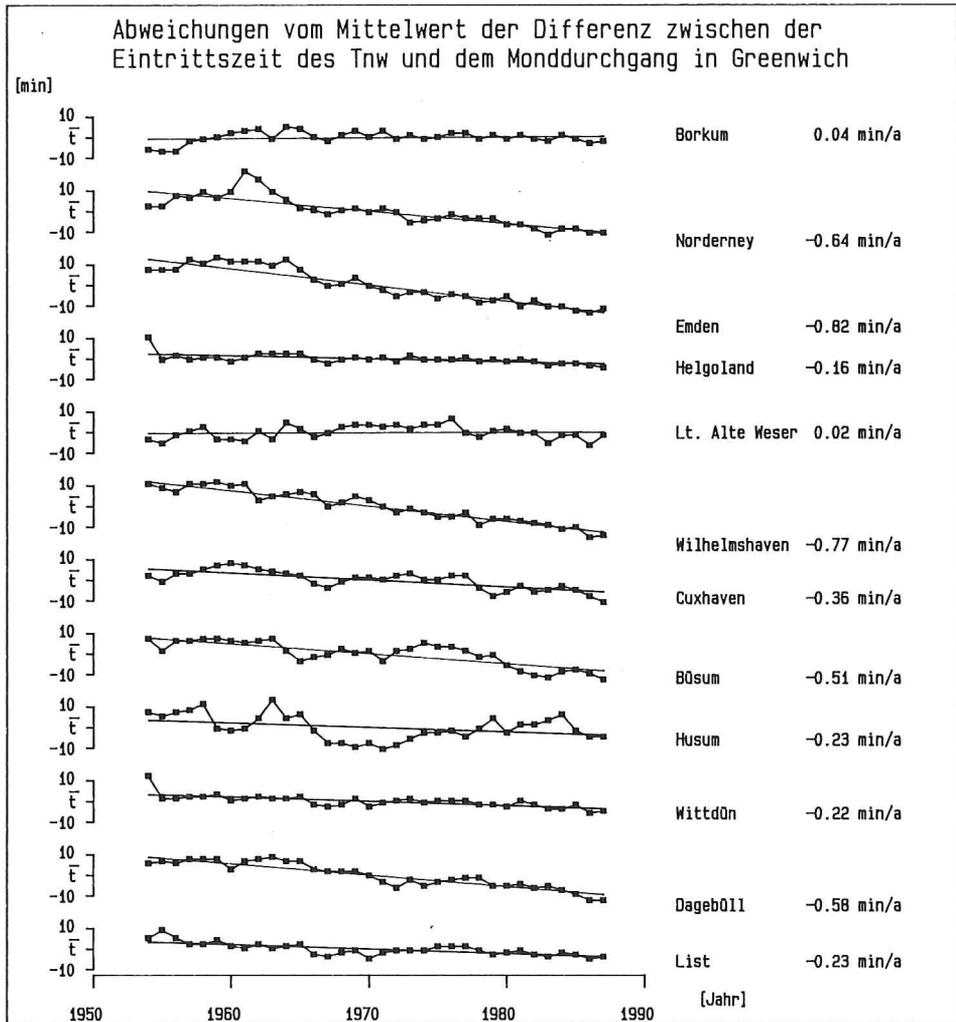


Abb. 20: Jahreswerte der Eintrittszeitdifferenzen des Tnw bezogen auf den Mittelwert der Zeitreihen von 1954 bis 1987 und lineare Trends

mit dem Abflußjahr 1965. Trendrechnungen, die zu diesen Zeitpunkten beginnen, ergeben am Pegel Borkum ab 1964 für den Eintritt des Thw $-0,19$ min/Jahr und für das Tnw $-0,17$ min/Jahr, am Pegel Lt. Roter Sand (ab 1965) betragen die Trends $-0,07$ min/Jahr (Thw) und $-0,24$ min/Jahr (Tnw). Die Eintrittszeitdifferenzen haben sich also auch an diesen beiden Pegeln verkürzt.

Die Entwicklung der absoluten Eintrittszeitdifferenzen für einige ausgewählte Pegel sind in Abb. 21, 22 und 23 dargestellt.

In den Abb. 21, 22 und 23 ist jeweils ein Küstenpegel (bzw. ein Pegel in einem Tideästuar) einem küstenfernen Pegel (Inselpegel) gegenübergestellt. Die Unterschiede der Eintrittszeitdifferenzen ergeben die Laufzeit der Tidewelle in dem betreffenden Ästuar. Deutlich ist eine Verkürzung der mittleren Laufzeit zu erkennen, d.h., die Fortschrittsge-

Tabelle 8. Mittelwerte und lineare Trends der Eintrittszeitdifferenzen der Thw sowie deren Veränderung zwischen 1954 und 1987

Pegel	Thw Eintrittszeitdifferenz von 1954 bis 1987		
	Mittelwert [min]	Trend [min/a]	Veränderung in 34 Jahren [min]
Borkum	587	0,21	*)
Norderney	613	-0,49	-17
Helgoland	637	-0,20	- 7
LT Alte Weser	653	0,01	*)
Emden	678	-0,62	-21
Büsum	701	-0,86	-30
Wilhelmshaven	711	-0,75	-26
Cuxhaven	716	-0,25	- 9
Wittdün	734	-0,22	- 7
Husum	764	-0,45	-15
Dagebüll	783	-0,32	-11
List	802	-0,18	- 6

*) Pegelstandort verlegt, siehe Text

Tabelle 9. Mittelwerte und lineare Trends der Eintrittszeitdifferenzen der Tnw sowie deren Veränderung zwischen 1954 und 1987

Pegel	Tnw Eintrittszeitdifferenz von 1954 bis 1987		
	Mittelwert [min]	Trend [min/a]	Veränderung in 34 Jahren [min]
Borkum	222	0,04	*)
Norderney	253	-0,64	-22
Helgoland	297	-0,16	- 5
LT Alte Weser	303	0,02	*)
Emden	314	-0,82	-28
Büsum	321	-0,51	-17
Wilhelmshaven	334	-0,77	-26
Cuxhaven	378	-0,36	-12
Wittdün	388	-0,22	- 7
Husum	406	-0,23	- 8
Dagebüll	444	-0,58	-20
List	425	-0,23	- 8

*) Pegelstandort verlegt, siehe Text

schwindigkeit der Tidewelle im Emsästuar und in der Außenjade hat sich vergrößert. Dies ist vermutlich auf Ausbaumaßnahmen in der Ems und in der Außenjade zurückzuführen. Im Gegensatz dazu hat sich die mittlere Laufzeit zwischen Helgoland und Cuxhaven (Abb. 23), vermutlich aufgrund der größeren Entfernung zwischen den Pegeln, in weit geringerem Maße verkürzt.

Weitere Besonderheiten in den Zeitreihen der Eintrittszeitdifferenzen können am Pegel Büsum festgestellt werden (vgl. Abschnitt 2). Der starke Knick in der Zeitreihe Ende der siebziger Jahre fällt genau mit der Eindeichung der Meldorfer Bucht zusammen, so daß

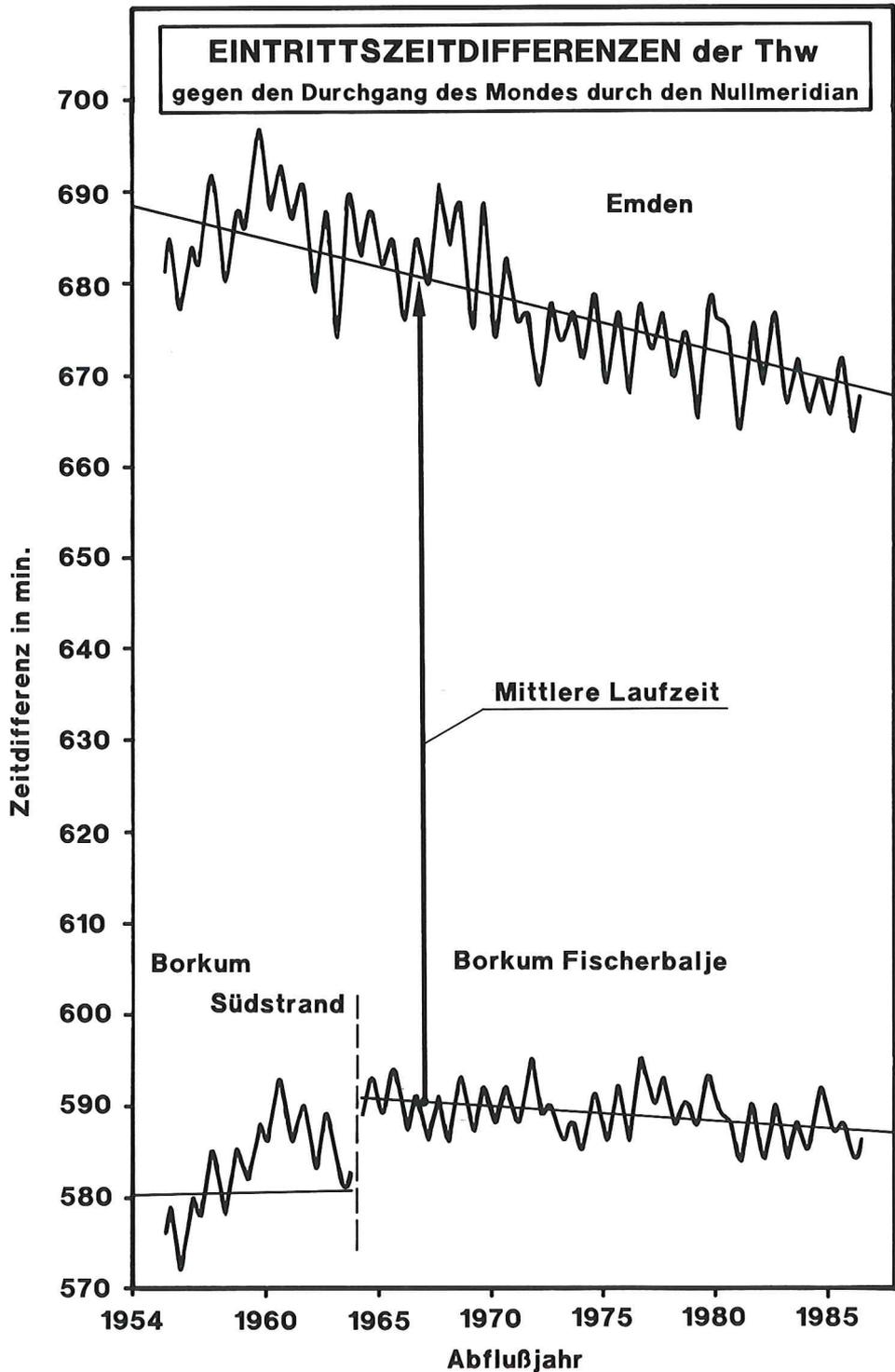


Abb. 21: Eintrittszeitdifferenzen der Thw an den Pegeln Emden und Borkum

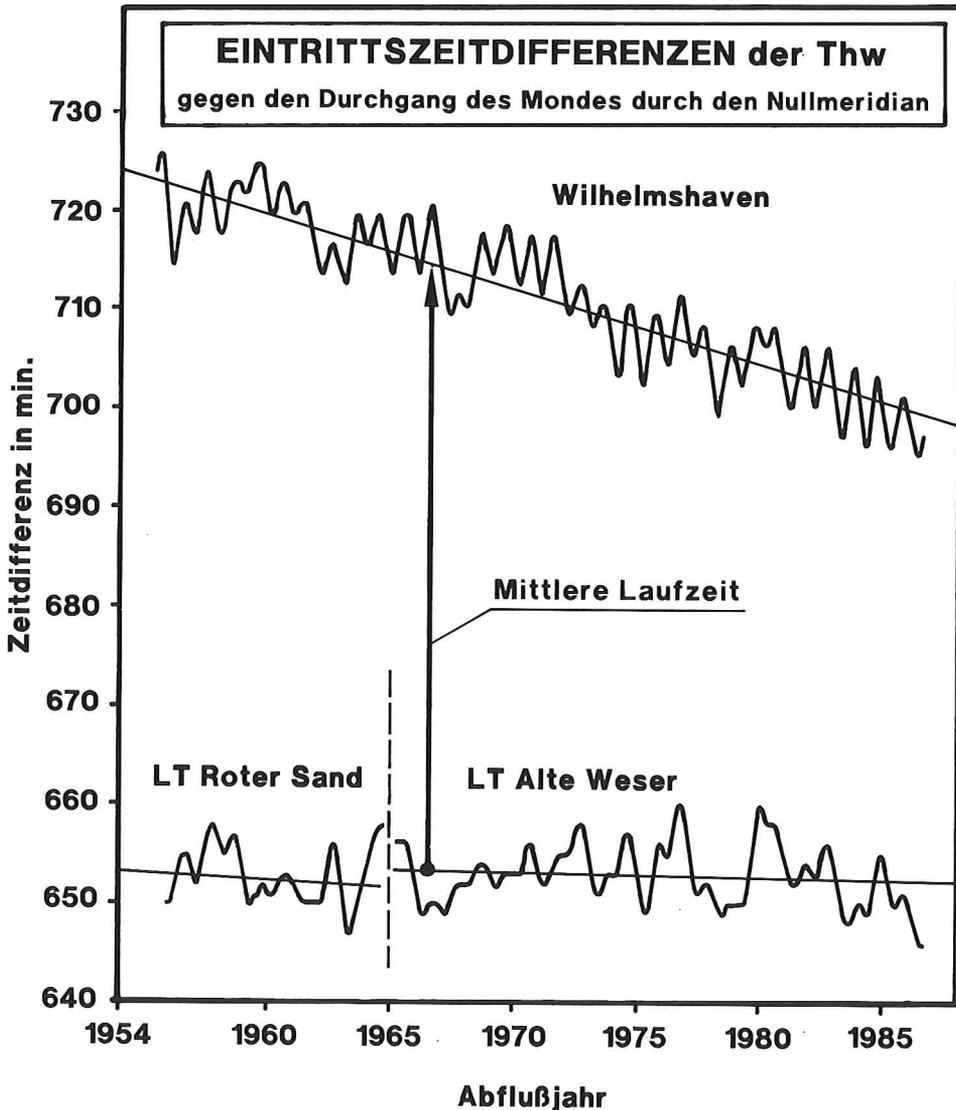


Abb. 22: Eintrittszeitdifferenzen der Thw an den Pegeln Wilhelmshaven und Lt. Alte Weser

festgestellt werden kann, daß aufgrund dieser Baumaßnahme die Thw am Pegel Büsum ca. 20 Minuten früher eintreten als zuvor.

Aussagen über Veränderungen der Laufzeit der Tidewelle innerhalb der Deutschen Bucht zwischen den einzelnen Pegelstandorten sind sehr stark abhängig von der Wahl des Bezugspiegels. Wie die Untersuchungen der Eintrittszeitdifferenzen zum Monddurchgang in Greenwich zeigen, weisen diese an den einzelnen Pegelstandorten verschiedene Trends auf.

Die Frage, ob sich die Tidewelle innerhalb der Nordsee aufgrund einer Vergrößerung der relativen Wassertiefe beschleunigt hat oder ob sie vom Atlantik kommend früher die Nordsee erreicht, kann nur durch Laufzeituntersuchungen unter Einbeziehung niederländischer, englischer und schottischer Pegeldata geklärt werden.

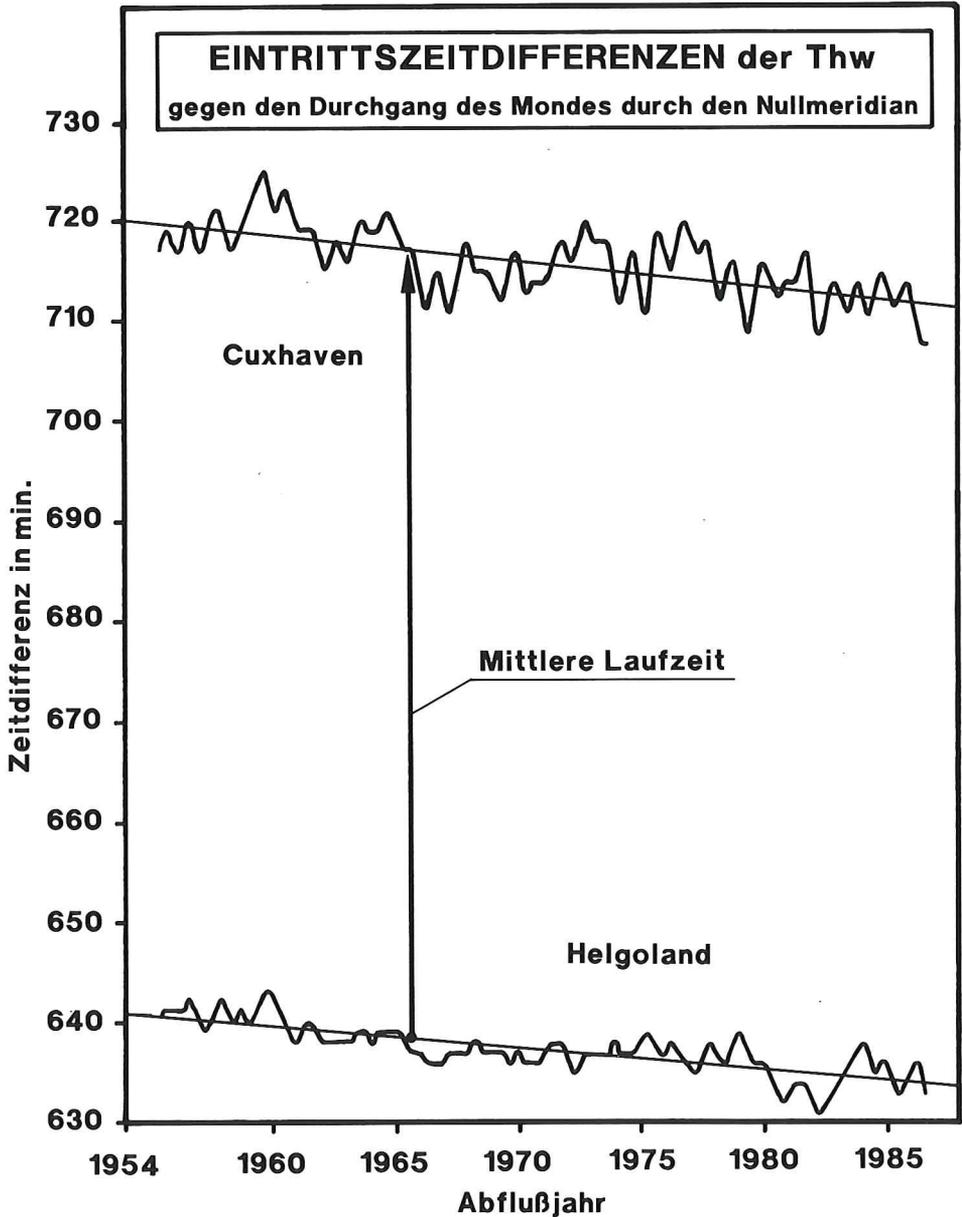


Abb. 23: Eintrittszeitdifferenzen der Thw an den Pegeln Cuxhaven und Helgoland

3.4 Hauptkomponentenanalyse

Die untersuchten Wasserstandszeitreihen geben zunächst die Entwicklung an den einzelnen Pegelstandorten an. Aussagen über die allgemeine Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht sollten jedoch anhand mehrerer Pegelzeitreihen getroffen werden. Die

gemeinsamen Merkmale z. B. Trends der Pegel können mit der Hauptkomponentenanalyse näher untersucht werden.

Weiterhin können die Größe des gemeinsamen Signals, gemessen an der Gesamtvarianz, und die Anteile der einzelnen Zeitreihen am gemeinsamen Signal ermittelt werden. Die Hauptkomponenten selbst können als Zeitreihen angesehen und entsprechend ausgewertet werden. Dies kann, wie im vorliegenden Fall, zu einer erheblichen Verminderung des Untersuchungsaufwands führen.

Die Hauptkomponentenanalyse (Faktorenanalyse, Eigenanalyse oder Analyse empirischer Orthogonalfunktionen) ist eine „statistische Methode zur Ableitung hypothetischer Größen aus einer Menge beobachteter Variablen“ (ÜBERLA, 1971). Sie entstand am Anfang dieses Jahrhunderts und wurde vornehmlich in der Psychologie und in den Sozialwissenschaften angewandt. Seit Ende der 50er Jahre findet diese Methode zunehmend Einsatz auch in den Naturwissenschaften wie Meteorologie (LORENZ, 1959; SPETH und DETLEFSEN, 1979), Geologie (AUBREY, 1979) und Ozeanographie (PREISSENDORFER, 1988). Untersuchungen von Wasserstandszeitreihen mit Hilfe der Hauptkomponentenanalyse wurden u. a. von TÖRNEVIK (1977), AUBREY und EMERY (1983), NYBERG (1983) und DE VALK (1988) vorgenommen.

Eine detaillierte Darstellung der Methode und Ergebnisse sind im 2. Zwischenbericht (SCHÖNFELD und JENSEN, 1991) beschrieben.

Wegen der unterschiedlichen Zeiträume, für die lückenlose Wasserstandszeitreihen vorliegen, wurde die Hauptkomponentenanalyse auf drei verschiedene Zeiträume angewandt. In die erste Auswertung wurden alle verfügbaren Pegelzeitreihen miteinbezogen. Da die Wasserstandsdaten des Pegels Helgoland erst seit 1953 vorliegen, beschränkt sich dieser Zeitraum auf die 37 Jahre von 1953 bis 1989. Ein Zeitraum von 54 Jahren (1936 bis 1989) konnte untersucht werden, wobei die Pegel Helgoland und Wittdün nicht in die Analyse mit einbezogen wurden. Schließlich wurde die Hauptkomponentenanalyse noch auf eine lange Zeitreihe von 109 Jahren, beginnend im Jahre 1881, angewandt. Hier wurde nur das MThw der Pegel Wilhelmshaven, Bremerhaven, Cuxhaven, Büsum, Husum und Dagebüll betrachtet (s. Abb. 24).

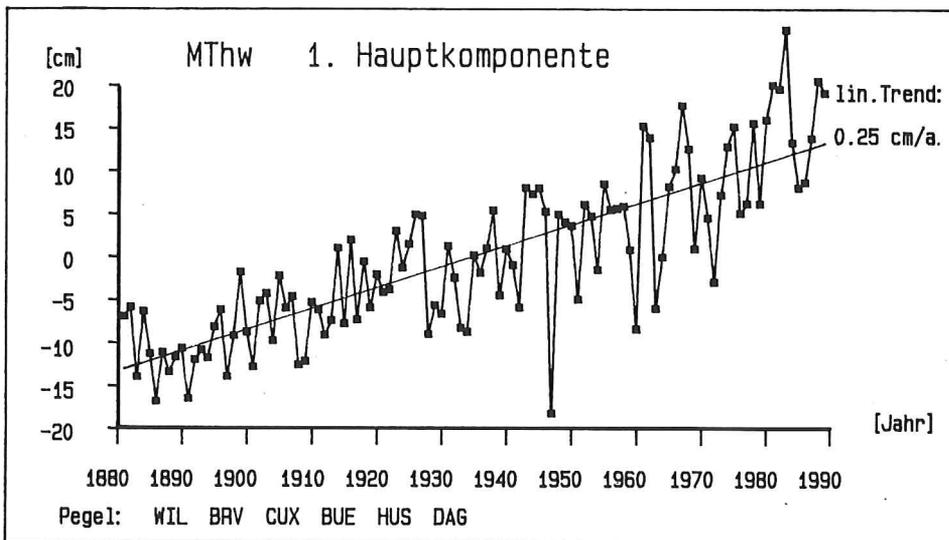


Abb. 24: Zeitreihe der 1. Hauptkomponente des MThw von 6 Pegeln über 109 Jahre (1881 bis 1989)

Die Länge der Untersuchungszeiträume entspricht mit 37, 54 und 109 Jahren in etwa einem Vielfachen von 18,6 Jahren, so daß die durchgeführten Trendberechnungen durch diesen langperiodischen Anteil des astronomischen Gezeitenpotentials (Nodaltide) nicht bzw. nur sehr gering beeinflußt werden.

Bei der Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Zeitreihen von jährlich gemittelten Scheitelwasserständen von 13 Pegeln in der Deutschen Bucht über drei verschiedene Zeiträume entfallen beim MThw mehr als 90 % und beim MTnw ca. 75 % der Gesamtvarianz auf die 1. Hauptkomponente. Dies bedeutet, daß sich lokale Effekte an den einzelnen Pegelstandorten stärker auf das Niedrigwasser als auf das Hochwasser auswirken.

Da der Zeitraum für die Hauptkomponentenanalyse durch die Länge der kürzesten Zeitreihe beschränkt ist, mußte für die Untersuchungen von mehr als 37 Jahren die Anzahl der Pegel verringert werden. Trendrechnungen mit linearer Regression ergeben aufgrund der vorliegenden Daten für die 1. Hauptkomponente des MThw, je nach Untersuchungszeitraum, mittlere Anstiege von 0,25 bis 0,38 cm/a, wobei der stärkste Anstieg in den Jahren nach 1950 zu verzeichnen ist. Die 1. Hauptkomponente des MTnw an der deutschen Nordseeküste sinkt nach diesen Berechnungen im Mittel um 0,06 bis 0,07 cm/a.

3.5 Untersuchungen zu Periodizitäten

Die Höhe der Wasserstände in einem durch Gezeiten dominierten Tidegewässer, wie in der Deutschen Bucht, setzt sich zusammen aus periodischen Schwankungen, einem langfristigen Trend und einem stochastischen Anteil. Zur Untersuchung der periodischen Vorgänge wurde mit Hilfe der Fast-Fourier-Analyse (FFT) eine Transformation der Pegeldatenreihen vom Zeitbereich in den Frequenzbereich durchgeführt (vgl. STEARNS, 1987). Als Ergebnis erhält man ein Spektrum, d.h. die Anteile der einzelnen harmonischen Schwingungen, aus denen sich die Wasserstandsreihe zusammensetzt. Die Energie der einzelnen Frequenzen ist ein Maß für die Amplitude der Schwingung in der Zeitreihe.

Diese Untersuchungen wurden mit den Einzelwert-Zeitreihen der Thw durchgeführt, da nur auf der Basis von Einzelwerten die Analyse von periodischen Vorgängen möglich ist. Die Erfassung der einzelnen Frequenzen ist um so genauer, je größer die Anzahl der Stützstellen gewählt wird. Allerdings muß bei der FFT die Anzahl der Stützstellen 2^n betragen. Die Auflösung des Spektrums nimmt zum hochfrequenten Teil hin zu. Mit der FFT lassen sich lange Perioden bis zu einem Fünftel des untersuchten Zeitraums ausreichend genau bestimmen.

In Abb.25 ist am Beispiel der Thw des Pegels Cuxhaven das durch eine Fourier-Transformation erzeugte Periodenspektrum für die Jahresreihe von 1894 bis 1986 dargestellt.

Auf der Abszisse sind in logarithmischem Maßstab die in Perioden umgerechneten Frequenzen aufgetragen, wobei eine Periode der Anzahl der Tiden pro Schwingung entspricht. Auf der Ordinate ist die zugehörige Amplitude in cm dargestellt. Deutlich erkennt man über einem „Grundrauschen“ einzelne Perioden mit erheblich größeren Amplituden. Die höchste Amplitude und somit auch die größte Energie oberhalb der halbtägigen Hauptmontide ist der 14tägigen Ungleichheit (Spring- bzw. Nipptide) zuzuordnen. Daneben hebt sich aber auch die Monats- und die Jahresschwingung (705 Tiden/Jahr) heraus. Diese drei genannten Perioden lassen sich auf die bekannten astronomischen Ursachen zurückführen. Zusätzlich ist bei dem Jahreszyklus noch ein meteorologischer Anteil vorhanden.

Für die vorliegende Untersuchung sind in erster Linie die langperiodischen Vorgänge von Interesse. Als längere, besonders herausragende Perioden sind in Abb.25 die 1jährige, die

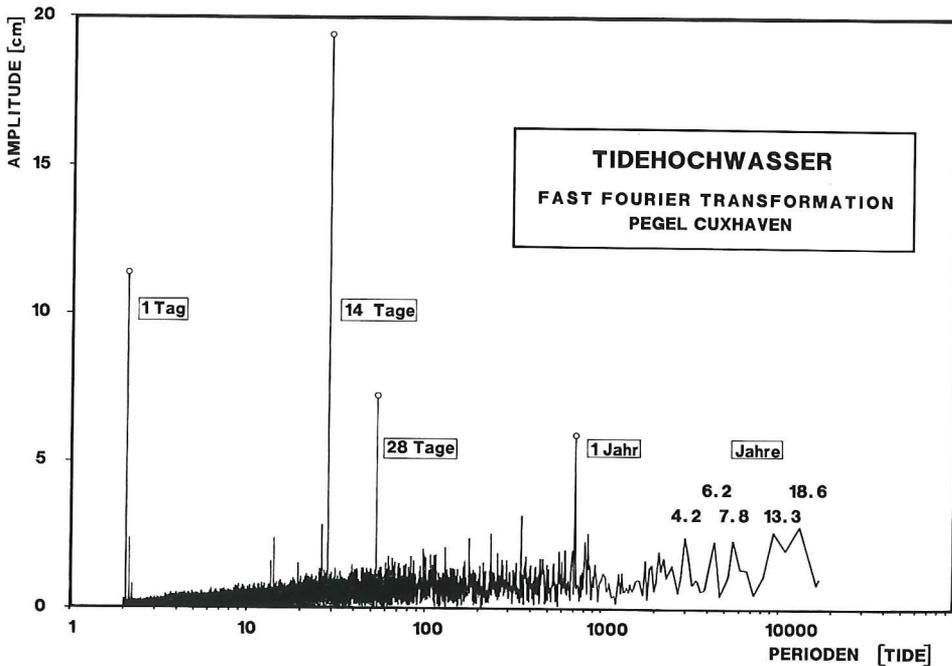


Abb. 25: Periodenspektrum der Thw am Pegel Cuxhaven von 1894 bis 1986

4,2-, 6,2- und 7,8jährige sowie die 13,3- und 18,6jährige Periode markiert. Die Schwingungen mit Perioden zwischen 1 Jahr (bzw. 14 Monaten) und 18,6 Jahren können nicht auf astronomische Ursachen zurückgeführt werden. Es ist anzunehmen, daß sie durch meteorologische und hydrographische Zyklen entstehen.

Einen weiteren Schritt bei der Datenanalyse bildet die Rücktransformation mit Tiefpaßfiltern. Die so gefilterte Datenreihe enthält keine hochfrequenten Anteile mehr, wie z. B. die 14tägige Ungleichheit, die durch ihre hohe Amplitude den Verlauf der Kurven stark überlagert. Die langperiodische Dynamik wird erst durch eine Filterung in der Zeitreihe sichtbar. Die Verwendung von Jahresmittelwerten ist hierzu nicht geeignet.

Ein Beispiel für die Rücktransformation des Thb am Pegel Cuxhaven zeigt Abb. 26. Hier wurden die Schwingungen von $T = 13,3$, $18,6$ und $T \geq 18,6$ Jahre überlagert.

Der daraus resultierende Verlauf enthält ausschließlich langperiodische Anteile $> 13,3$ Jahre. Das Maximum des Tidehubs im Jahr 1982 ist demnach vermutlich auf langperiodische Schwingungen zurückzuführen.

Weitere Untersuchungen mit der Fast-Fourier-Transformation und verschiedenen Filtertechniken sind im Zwischenbericht (JENSEN et al., 1988) und im Abschlußbericht des Projektes ausführlich beschrieben.

3.6 Untersuchungen zur Notaltide

Neben der Analyse von Scheitelwasserständen und Eintrittszeiten ist die Ermittlung von langperiodischen Komponenten zur Beschreibung des Gesamtsignals der einzelnen Wasserstandszeitreihen eine wesentliche Fragestellung zur Beurteilung der Wasserstandsentwicklung. Neben den astronomisch bedingten Gezeiteneinflüssen, wie der einjährigen Tide, dem

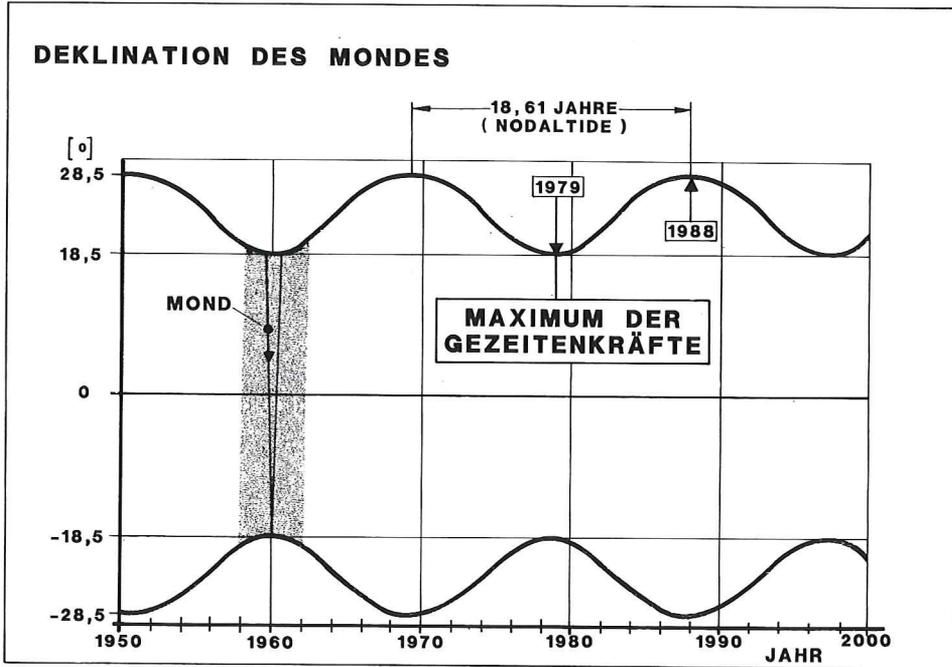


Abb. 27: Schematische Darstellung der Deklination des Mondes

in einem Bereich zwischen $\pm 18,5^\circ$ und $\pm 28,5^\circ$ um den Äquator. Bei der minimalen Auslenkung des Mondes von der Äquatorebene, wie z. B. im Jahre 1979, ergibt sich das Maximum der Gezeitenkräfte für die Nodaltide.

Eine Abschätzung der Größenordnung der Amplitude der Nodaltide kann anhand einer Spektralanalyse ermittelt werden. Bei der Berechnung des Anteils der Nodaltide an den Wasserstandsänderungen konnte allerdings nicht der direkte Weg über eine harmonische Analyse gewählt werden, da für die zu bestimmenden harmonischen Konstanten (Amplitude und Phasenwinkel) für jede Partialtide und jeden Pegelstandort stündliche Wasserstandsdaten über einen Zeitraum von mindestens 18,6 Jahren notwendig wären. Diese Datenreihen liegen nicht vor. Deshalb wurden Optimierungsrechnungen zur Ermittlung der Parameter der Nodaltide nach dem Kriterium des mittleren Fehlers auf Grundlage der Jahresmittelwerte durchgeführt. Dabei wurden die MThb-Zeitreihen mit einem linearen Trend und einer Sinusschwingung zur Erfassung der Nodaltide funktional beschrieben.

Die Parameter der Nodaltide (Hub und Phasenverschiebung) wurden mit einem Optimierungsverfahren nach MARQUARDT wie folgt berechnet:

$$f_{MThb} = \underbrace{a + S_T \cdot t}_{\text{linearer Trend}} + \underbrace{H_N/2 \cdot \sin [2 \cdot \pi/T \cdot (t + \varphi)]}_{\text{Anteil der Nodaltide}}$$

mit: f_{MThb} = Ausgleichsfunktion [cm] H_N = Hub der Nodaltide [cm]
 a = Absolutwert [cm] T = Periode (18.613 Jahre) [Jahre]
 S_T = linearer Trend [cm/Jahr] φ = Phasenverschiebung [Jahre]
 t = Zeit [Jahre]

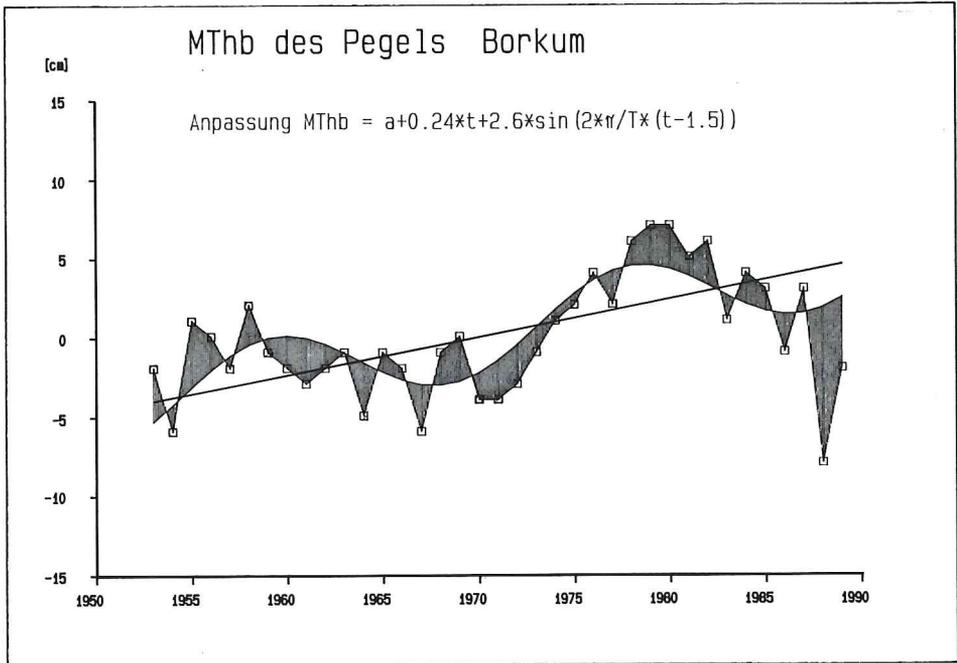


Abb.28: Ausgleichsfunktion zur Ermittlung des Anteils der Nodaltide an der Zeitreihe des MThb des Pegels Borkum von 1953 bis 1989

Beispielhaft ist in Abb.28 in erster Näherung diese Ausgleichsfunktion für die MThb-Zeitreihe des Pegels Borkum für die Jahre von 1953 bis 1989 dargestellt.

Die schraffierten Flächen repräsentieren die Fluktuation, die dem linearen Trend und dem Anteil der Nodaltide überlagert sind. Dabei ist festzustellen, daß durch die Berücksichtigung der Nodaltide eine eindeutige Verbesserung der Anpassung an die Originalwerte im Vergleich zur linearen Anpassung erfolgt.

In Abb.29 und 30 ist die Ausgleichsfunktion nach dem Optimierungsverfahren von MARQUARDT am Beispiel der MThb-Zeitreihen der Pegel Vlissingen (ab 1840) und Helgoland (ab 1909) im Vergleich zu den beobachteten MThb-Werten dargestellt. Nach Berücksichtigung der Nodaltide wird der stochastische Restanteil bei der Beschreibung der MThb-Zeitreihen deutlich reduziert.

Die entsprechenden Untersuchungen für die MThw- und MTnw-Zeitreihen zeigen nach Berücksichtigung der Nodaltide keine eindeutige Verbesserung der Anpassungsgüte. Das Signal der Nodaltide ist in den MThw- und MTnw-Zeitreihen deutlich schwächer und z. T. nicht signifikant nachweisbar. Die Wirkung der Nodaltide zeigt sich in erster Linie in den MThb-Zeitreihen.

Die Ergebnisse der Berechnungen, d. h. der Trend S_T in cm/Jahr, der Hub der Nodaltide H_N in cm und der Zeitpunkt des letzten Maximums sind in Tabelle 10 für die deutschen Nordseepegel von Borkum bis List auf Sylt sowie für den niederländischen Pegel Vlissingen für die MThb-Zeitreihen zusammengefaßt.

Die Bandbreite der Trends der MThb-Zeitreihen ist entsprechend der unterschiedlichen Beobachtungslänge (z. B. Cuxhaven ab 1843 und Helgoland ab 1953 bis 1989) sehr groß. Für Norderney ergibt sich ein Trend von $S_T = 0.10$ cm/Jahr und für Dagebüll von 0,86 cm/Jahr.

Darstellung der MThb-Zeitreihe

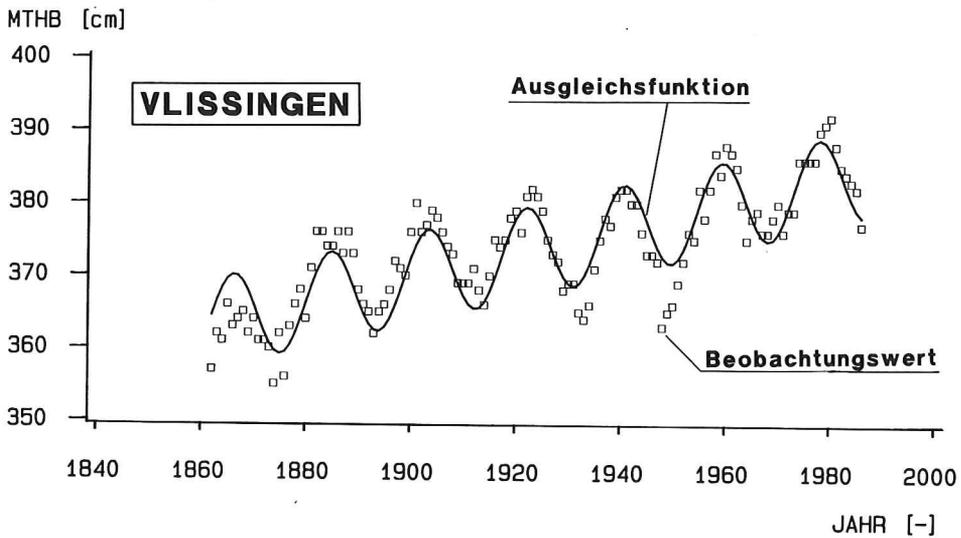


Abb. 29: Darstellung der MThb-Zeitreihe mit Nodaltide und Ausgleichsfunktion für den Pegel Vlissingen

Darstellung der MThb-Zeitreihe

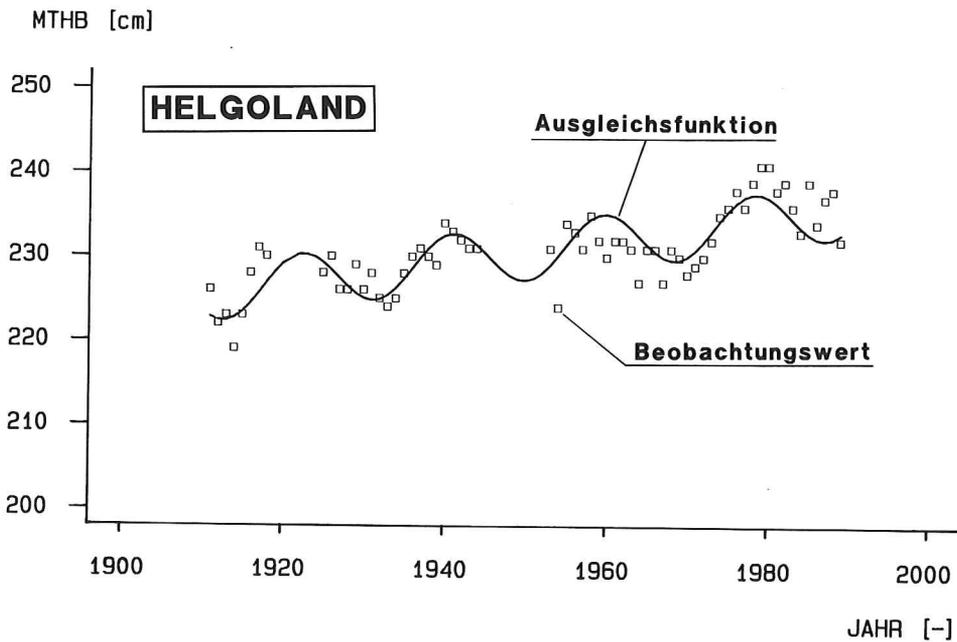


Abb. 30: Darstellung der Mthb-Zeitreihe mit Nodaltide und Ausgleichsfunktion für den Pegel Helgoland

Tabelle 10. Parameter der Ausgleichsfunktion (linearer Trend und Nodaltide)

Pegel	Zeitreihe	Säkular- trend	Hub der Nodaltide	letzter Maximalwert
[-]	[-]	S_T [cm/a]	H_N [cm]	[-]
Borkum	1931/1989	0,21	8,8	1979
Norderney	1891/1989	0,10	5,0	1978
Helgoland	1953/1989	0,30	6,6	1978
LT Roter Sand/Alte Weser	1901/1989	0,16	7,2	1979
Emden	1901/1989	0,13	5,0	1979
Büsum	1931/1989	0,22	8,8	1979
Wilhelmshaven	1873/1989	0,20	6,6	1978
Bremerhaven	1881/1989	0,37	8,2	1978
Cuxhaven	1843/1989	0,09	6,2	1979
Husum	1906/1989	0,30	3,6	1978
Dagebüll	1936/1989	0,86	8,8	1978
List	1931/1989	0,36	7,2	1978
Vlissingen	1862/1986	0,17	12,4	1978
Mittelwerte (ohne Vliss.)		0,28	7,0	1978

Der jeweils berechnete Hub der Nodaltide zeigt für die untersuchten Standorte eine deutlich geringere Bandbreite; die Extremwerte ergeben sich bei Norderney mit $H_N = 5,0$ cm und bei Borkum, Büsum und Dagebüll mit $H_N = 8,8$ cm. Die Phasenverschiebung bzw. der letzte Maximalwert der gezeitenerregenden Kräfte liegt im Bereich 1978 bis 1979 und zeigt damit eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungen nach Abb. 27. Die Mittelwerte (ohne den Pegel Vlissingen) betragen für den Säkulartrend $S_T = 0,28$ cm/Jahr, für den Hub $H_N = 7,0$ cm und der letzte Maximalwert ergibt sich für das Jahr 1978.

Für die Pegel in der Deutschen Bucht ergibt sich dementsprechend für den Hub der Nodaltide der MThb-Zeitreihen ein Mittelwert von ca. 7 cm. Für die MThb-Zeitreihen am niederländischen Pegel Vlissingen ergibt sich ein Wert von 12 cm. Aus MThb-Zeitreihen englischer Nordseepegel wurden Werte von mehr als 16 cm ermittelt (WOODWORTH et al., 1990). Durch den Tideverlauf im Nordseebecken, d.h. entlang der britischen Küste zur holländischen Küste und in Richtung Skandinavien entlang der deutschen Küste, wird offensichtlich das Signal der Nodaltide von anderen Einflüssen überlagert.

In Tabelle 11 sind für die Pegel nach Tabelle 10 die Korrelationskoeffizienten r_T als einfaches Maß für die Güte der Anpassungsfunktion zum einen nur für den linearen Trend (Säkulartrend S_T) und zum anderen der Korrelationskoeffizient r_{T+HUB} für den linearen Trend und die Nodaltide (Säkulartrend S_T und Hub der Nodaltide H_N) zusammengestellt.

Der Korrelationskoeffizient r wurde durch die Berücksichtigung der Nodaltide im Mittel von etwa $r_T = 0,70$ auf $r_{T+HUB} = 0,79$ verbessert. Bei einzelnen Pegeln wird eine deutlich bessere Beschreibung der MThb-Zeitreihen durch die Nodaltide erzielt; z. B. bei Borkum von $r_T = 0,65$ auf $r_{T+HUB} = 0,86$. Für Husum ergibt sich nur eine geringfügige Verbesserung von $r_T = 0,81$ auf $r_{T+HUB} = 0,82$.

Die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Die Wirkung der Nodaltide zeigt sich deutlich in den Tidehub-Zeitreihen; für das Tideniedrigwasser und Tidehochwasser ist das Signal der Nodaltide wesentlich schwächer. Der Mittelwert für den Gesamthub der Nodaltide beträgt für die Pegel in der deutschen Bucht

Tabelle 11. Korrelationskoeffizienten der linearen Ausgleichsfunktion sowie der linearen Ausgleichsfunktion und der Nodaltide

Pegel	Zeitreihe	Lin. Trend		Lin. Trend und Nodaltide		
		Säkular- trend	Korrel.- koeff.	Säkular- trend	Hub der Nodaltide	Korrel.- koeff.
		S_T [cm/a]	r [-]	S_T [cm/a]	H_N [cm]	r [-]
[-]	[-]					
Borkum	1931/1989	0,21	0,65	0,21	8,8	0,86
Norderney	1891/1989	0,10	0,55	0,10	5,0	0,64
Helgoland	1953/1989	0,23	0,61	0,30	6,6	0,81
LT Roter Sand/ Alte Weser	1901/1989	0,16	0,69	0,16	7,2	0,79
Emden	1901/1989	0,13	0,49	0,13	5,0	0,56
Büsum	1931/1989	0,23	0,64	0,22	8,8	0,81
Wilhelmshaven	1873/1989	0,20	0,76	0,20	6,6	0,80
Bremerhaven	1881/1989	0,36	0,86	0,37	8,2	0,89
Cuxhaven	1843/1989	0,09	0,51	0,09	6,2	0,58
Husum	1906/1989	0,30	0,81	0,30	3,6	0,82
Dagebüll	1936/1989	0,81	0,92	0,86	8,8	0,95
List	1931/1989	0,36	0,87	0,36	7,2	0,94
Vlissingen	1862/1986	0,16	0,73	0,17	12,4	0,92

etwa 7 cm; das nächste Maximum der gezeitenerzeugenden Kräfte der Nodaltide ist 1997 zu erwarten.

- Die Wirkung der Nodaltide auf Wasserstandszeitreihen der untersuchten Pegel von Vlissingen (NL) bis List zeigt eine Abhängigkeit von der Lage der Pegel (Einfluß der Kanaltide bzw. lokale Topographie); für den Pegel Vlissingen ergibt sich im Vergleich zu den Pegelstationen an der deutschen Nordseeküste ein deutlich größerer Wert von über 12 cm.
- Für instationäre Säkular-trenduntersuchungen ergibt sich bei Verwendung von Zeitfenstern, die nicht einem Vielfachen der Nodaltide entsprechen, wie z. B. bei 25jährigen Zeitfenstern (JENSEN, 1984; FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985), nur eine geringfügige Beeinflussung des Säkular-trends durch die Nodaltide.
- Im Vergleich zu LISITZIN (1974), wo in einer Zusammenstellung Amplituden der Nodaltide von etwa 2 cm angegeben werden, ergeben sich für den Bereich der Deutschen Bucht deutlich größere Werte. Nach einem Minimum der Gezeitenwirkung der Nodaltide etwa im Jahr 1988 werden die Tidehübe bis zum nächst gelegenen Maximum im Jahr 1997 aufgrund der Nodaltidewirkung wieder zunehmen.
- Mit den Untersuchungen zur Nodaltide wurde die Verwendung von 19jährigen Mittelwerten, die bis auf LÜDERS (1936) zurückgeführt werden kann, bestätigt (vgl. auch DIETRICH, 1954).

4. Anpassungsfunktion für Thw-Scheitelwerte

4.1 Vorbemerkungen

Kurzfristige Änderungen des Meeresspiegels lassen sich nicht allein durch deterministische Modelle beschreiben. Deshalb wird die Wahrscheinlichkeitsrechnung zu einem wichtigen

Hilfsmittel der Analyse, wobei hydrologische Ereignisse als Zufallserscheinung gedeutet werden.

Auf der Grundlage der aufgearbeiteten Einzelwertreihen wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem über eine mathematisch definierte Funktion jedem Thw eines Pegels eine Eintrittswahrscheinlichkeit zugeordnet werden kann. Die Anwendung der im folgenden vorgestellten KFKI- μ -Verteilung (vgl. MÜGGE, 1992) erlaubt zum einen, Datenlücken in Einzelwertreihen zu schließen (vgl. Abschnitt 5), zum anderen können Scheitelwasserstände für bestimmte Wiederkehrintervalle angegeben werden.

In der Hydrologie werden zur statistischen Einordnung seltener Ereignisse, wie z. B. minimaler oder maximaler Wasserstände, Abflüsse usw., verschiedene Verteilungsfunktionen verwendet. Neben der Normal- und log.-Normalverteilung sind dies meist spezielle Extremverteilungen, wie z. B. die Pearson-Typ-III-, log.-Pearson-Typ-III-, Gumbel-, log.-Gumbel-, Exponential- und Jenkinson-Verteilung (vgl. FÜHRBÖTER, 1976; JENSEN, 1985; JENSEN, 1987; MANIAK, 1988).

Mit Hilfe dieser Anpassungsfunktionen werden Eintrittswahrscheinlichkeiten für extreme Beobachtungswerte ermittelt. Durch Extrapolation kann dann auf Extremereignisse mit Wiederkehrintervallen geschlossen werden, die außerhalb der gemessenen Zeitreihe liegen. Mittlere Ereignisse werden mit den o. g. Verteilungsfunktionen nicht erfaßt.

Bevor Verteilungsfunktionen für die Beschreibung einer Zeitreihe von Scheitelwasserständen verwendet werden, sind verschiedene statistische Voraussetzungen zu prüfen, wie z. B. eine für die Grundgesamtheit repräsentative Stichprobe und die Unabhängigkeit und Zufälligkeit der einzelnen Beobachtungswerte innerhalb der Stichprobe. Hierzu, wie auch zur Ermittlung der statistischen Parameter, wird auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen (vgl. z. B. AITCHINSON und BROWN, 1957; CHOW, 1964; MANIAK, 1988).

Weiterhin müssen die Daten einer Beobachtungsreihe homogen sein, d. h., eine solche Datenreihe ist im statistischen Sinn eine Stichprobe der Grundgesamtheit. Bei Zeitreihen von Pegelaufzeichnungen können Veränderungen der Grundgesamtheit durch anthropogene Einflüsse wie z. B. Baumaßnahmen im unmittelbaren Bereich des Pegels, Eindeichungen oder Vertiefungen einer Fahrrinne hervorgerufen werden. Aus diesem Grund können Pegeldaten einiger Standorte (z. B. Bremen oder Hamburg-St. Pauli) für Zeitreihenanalysen nicht herangezogen werden (vgl. auch SIEFERT, 1982). Daneben sind die Wasserstandsaufzeichnungen durch den eustatischen Meeresspiegelanstieg beeinflusst. Für die untersuchten Thw-Scheitelwerte erfolgte eine Homogenisierung der trendbehafteten Daten durch eine Beschickung, wobei vereinfachend ein linearer Trend der Thw von 20 cm/100 Jahre zugrunde gelegt wurde (vgl. FÜHRBÖTER, 1976 und JENSEN, 1985). Mit dieser Maßnahme ist sichergestellt, daß alle Wasserstände vergleichbar sind, bevor sie einer statistischen Analyse unterzogen werden.

Für die Ermittlung von Bemessungsereignissen (z. B. maßgebender Sturmflutwasserstand) werden bestimmte Wiederkehrintervalle bzw. Eintrittswahrscheinlichkeiten (Unter- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeiten) herangezogen.

Geht man von der Unabhängigkeit der Daten aus, ist es möglich, die Einzelwerte einer Beobachtungsreihe der Grundgesamtheit heranzuziehen. Dabei wird die Struktur der zeitlichen Folge dieser Zufallsvariablen außer acht gelassen. Da es sich praktisch um äquidistante Werte handelt (705 bzw. 706 Thw-Scheitelwerte pro Jahr), wird das Wiederkehrintervall (oder die Wiederholungszeitspanne) T_n als durchschnittliche Zeitspanne (in Jahren) zwischen dem Eintreten von Ereignissen mit gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit definiert.

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit ergibt sich zu:

$$P_{\ddot{u}} = 1/T_n$$

oder als komplementäres Ereignis mit $P_u = 1 - P_{\bar{u}}$, die Unterschreitungswahrscheinlichkeit zu:

$$P_u = 1 - 1/T_n$$

Die Unterschreitungswahrscheinlichkeit eines 100jährigen Sturmflutwasserstandes beträgt $P_u = 1 - 1/100 = 0.99$ bzw. 99 %, wenn die Datenbasis aus jährlichen Maxima besteht. Betrachtet man dagegen alle Maxima des Wasserstandes (d. h. 705 bzw. 706 Thw-Scheitelwerte pro Jahr), erhält man für P_u :

$$1 - 1/(705,5 \cdot 100) = 99,9986 \%$$

4.2 Entwicklung und Anwendung des Verfahrens

Die aufbereiteten Einzelwert-Zeitreihen der Thw der 12 bzw. 13 Pegel bilden die Basis für eine Wahrscheinlichkeitsanalyse. Das Ziel der Analyse ist es, mit Hilfe einer mathematisch definierten Verteilungsfunktion jedem Thw-Scheitelwert eine Eintrittswahrscheinlichkeit zuzuordnen.

Mit den bekannten Verteilungsfunktionen können Eintrittswahrscheinlichkeiten entweder für häufig wiederkehrende mittlere oder aber für seltene extreme Beobachtungswerte berechnet werden.

Da die Anwendung der gebräuchlichen Verteilungsfunktionen (s. Abschnitt 4.1) bei Tageswerten nicht zu befriedigenden Ergebnissen führte, wurde ein Verfahren entwickelt, das folgende wesentliche Forderungen erfüllt:

- gute Repräsentanz aller gemessenen Thw-Scheitelwerte einschließlich der Sturmflutwasserstände
- geringe mittlere Abweichung zwischen den gemessenen Werten und der Anpassungsfunktion über den gesamten Bereich
- die Möglichkeit der Optimierung unter Berücksichtigung der charakteristischen Eigenschaften der Zeitreihe.

Bei der KFKI- μ -Verteilung wird zunächst für jeden Meßwert die empirische Wahrscheinlichkeit nach WEIBULL ermittelt. Anschließend werden die einzelnen Meßwerte entsprechend ihrer Wahrscheinlichkeit in ein Gitternetz eingetragen, dessen Abszisse logarithmisch und dessen Ordinate nach dem Integral der Gauß'schen Verteilung geteilt ist.

Auf der Abszisse werden die Thw in cm, auf der Ordinate deren Unterschreitungswahrscheinlichkeiten in Prozent aufgetragen. Ausgehend vom geometrischen Mittel der Thw und der 50 %-Linie der y-Achse, deren Schnittpunkt den Nullpunkt eines Koordinatensystems x^2 - y^2 definiert, folgen die beobachteten Werte sehr genau einem Kurvenzug, der durch die Funktion:

$$y^2 = \operatorname{arsinh} x^2 = \ln [x^2 + \sqrt{(x^2 + 1)}]$$

beschrieben wird.

Abhängig von der untersuchten Zeitreihe und dem jeweiligen Pegel ist das Koordinatensystem x^2 - y^2 gegenüber dem ursprünglichen System um den Winkel μ gedreht.

Die Abb. 31 zeigt im oberen Teil die Dichtefunktion der KFKI- μ -Verteilung im Vergleich zur log.-Normalverteilung. Der Kurvenverlauf der Dichtefunktion verdeutlicht, daß im Bereich des Mittelwertes (etwa \pm Standardabweichung σ) eine höhere Dichte angenommen wird als bei der log.-Normalverteilung. Anders ausgedrückt bedeutet dies, daß Hochwasserstände in der Größenordnung des Mittelwertes \pm 34 % häufiger, die Thw mit größerer

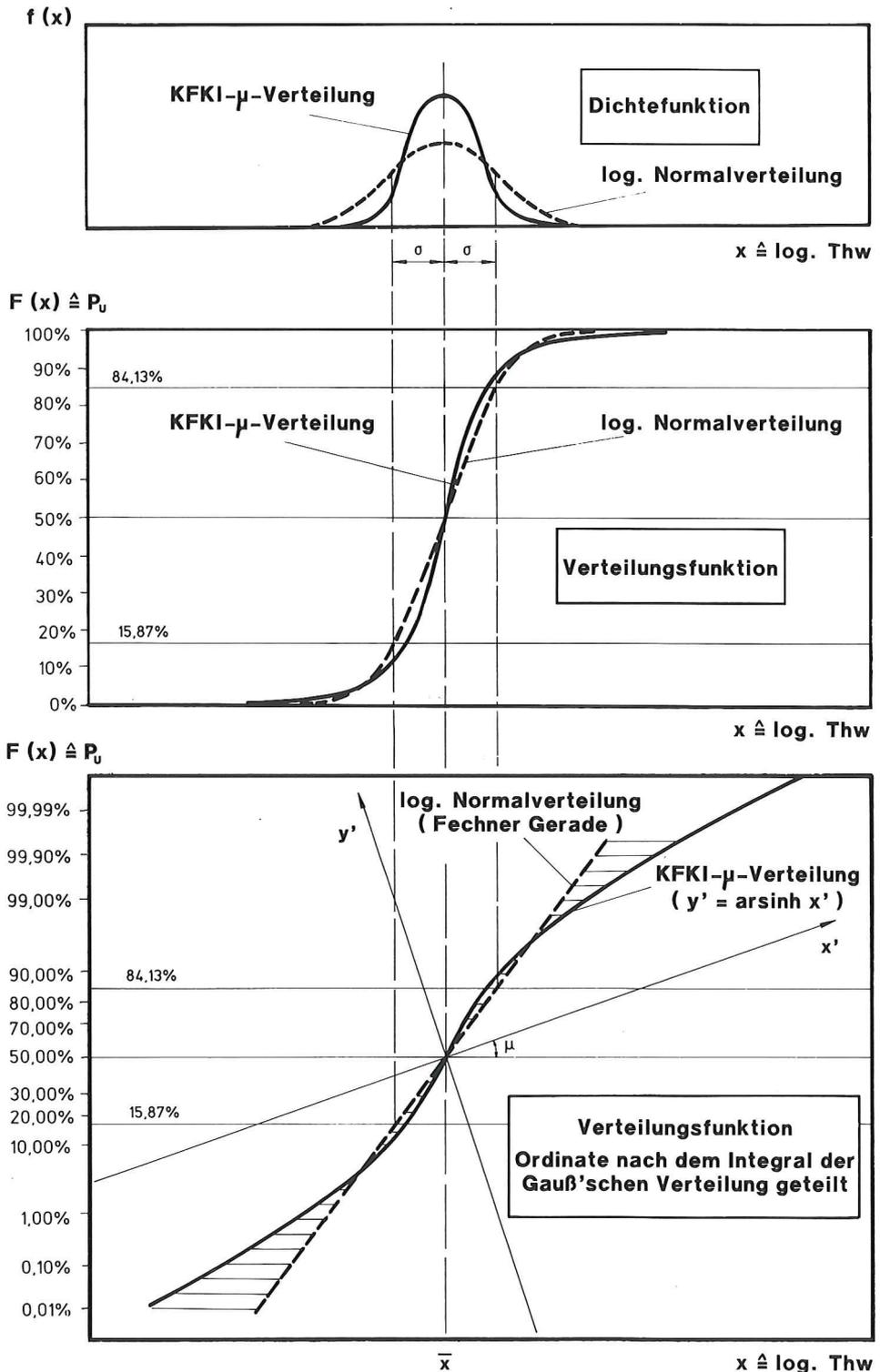


Abb.31: Dichte- und Verteilungsfunktion der log. Normalverteilung und der KFKI- μ -Verteilung

Abweichung zum Mittelwert dagegen seltener eintreten als nach der log.-Normalverteilung geschätzt.

Der S-förmige Kurvenzug (Abb. 31, Mitte) stellt die zugehörigen Verteilungsfunktionen als Integral der Dichtefunktionen dar. Auf der logarithmisch geteilten Abszisse sind die Thw und auf der Ordinate die Unterschreitungswahrscheinlichkeiten P_u in % linear aufgetragen. Im Gegensatz zur log.-Normalverteilung weist die KFKI- μ -Verteilung im mittleren Bereich eine stärkere Steigung auf. Für Unterschreitungswahrscheinlichkeiten oberhalb von $\approx 95\%$ (bzw. unterhalb von $\approx 5\%$) schmiegt sich die Funktion flacher der 100 %-Achse (bzw. 0 %-Achse) an.

Teilt man die y-Achse nach dem Integral der Gauß'schen Verteilung (vgl. Abb. 31 unten), d. h., die Ordinatenkala wird entsprechend verzerrt, erhält man als Darstellung der log.-Normalverteilung eine Gerade (Fechner-Gerade). Bei dieser Art der Auftragung ist die KFKI- μ -Verteilung als $y' = \arcsin x'$ definiert, wobei die Achsen dieses gedrehten Koordinatensystems linear geteilt sind. Wegen der unterschiedlichen Achsenteilungen der beiden Koordinatensysteme x - y und x' - y' sind die Zuordnungen nicht linear.

Im Gegensatz zur Normalverteilung, die mathematisch von $-\infty$ bis $+\infty$ definiert ist, sind durch die Logarithmierung der x -Achse bei beiden Funktionen nur positive Werte definiert. Bei der Anwendung auf Naturereignisse ist beidseitig eine Begrenzung auf einen physikalisch sinnvollen Bereich vorzunehmen.

Als Kriterium für die Anpassungsgüte dieser Funktion an die gemessenen Einzelwerte wird der mittlere Fehler F_M herangezogen (JENSEN, 1985):

$$F_M = \sqrt{1/(n-1)} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - X_i)^2$$

mit: x_i : beobachteter Merkmalswert

X_i : theoretischer Merkmalswert

n : Anzahl der Stichprobenelemente

Der Drehwinkel μ wird so optimiert, daß der mittlere Fehler zu einem Minimum wird. Eine Darstellung der beobachteten Thw unter Verwendung der empirischen Wahrscheinlichkeit nach WEIBULL und der Anpassungsfunktion zeigt die Abb. 32 am Beispiel der Tageswertreihe 1890/1987 des Pegels Cuxhaven. Dabei ist eine recht gute Übereinstimmung zwischen theoretischer Funktion und gemessenen Werten festzustellen. Dies gilt insbesondere auch für extreme Sturmflutwasserstände. So weicht der gemessene Maximalwasserstand der Sturmflut vom 3. Januar 1976 (HHThw = 1010 cm, bezogen auf NN - 5,00 m; beschickt: 1016 cm) am Pegel Cuxhaven nur wenige cm vom berechneten Wert (1012 cm bzw. beschickt: 1023 cm) ab. Entsprechendes gilt auch für den Sturmflutwasserstand vom 16. Februar 1962.

Der mittlere Fehler beträgt ca. 2 cm bezogen auf alle (69162) Thw; betrachtet man dagegen nur die Extremwerte der Zeitreihe, z. B. die 2 % höchsten Thw, vergrößert sich der mittlere Fehler um etwa 1 cm.

Zur Beurteilung der Anpassungsgüte nach dem Kriterium des mittleren Fehlers wurden alle Einzelwertreihen untersucht. Dazu wurde der mittlere Fehler auf die jeweils längste (lückenlos vorhandene) Einzelwertreihe bezogen. Die Ergebnisse schwanken zwischen $F_M = 1,4$ cm für den Pegel Wittdün und $F_M = 3,0$ cm für den Pegel Wilhelmshaven. Werden die entsprechenden Abweichungen für die jeweils 2 % höchsten Thw berechnet, so beträgt die Spannweite $F_M = 2,0$ cm (Pegel Borkum) bis $F_M = 5,3$ cm (Pegel Emden).

Wird nun die KFKI- μ -Verteilung zur Ermittlung von Wasserständen mit bestimmten

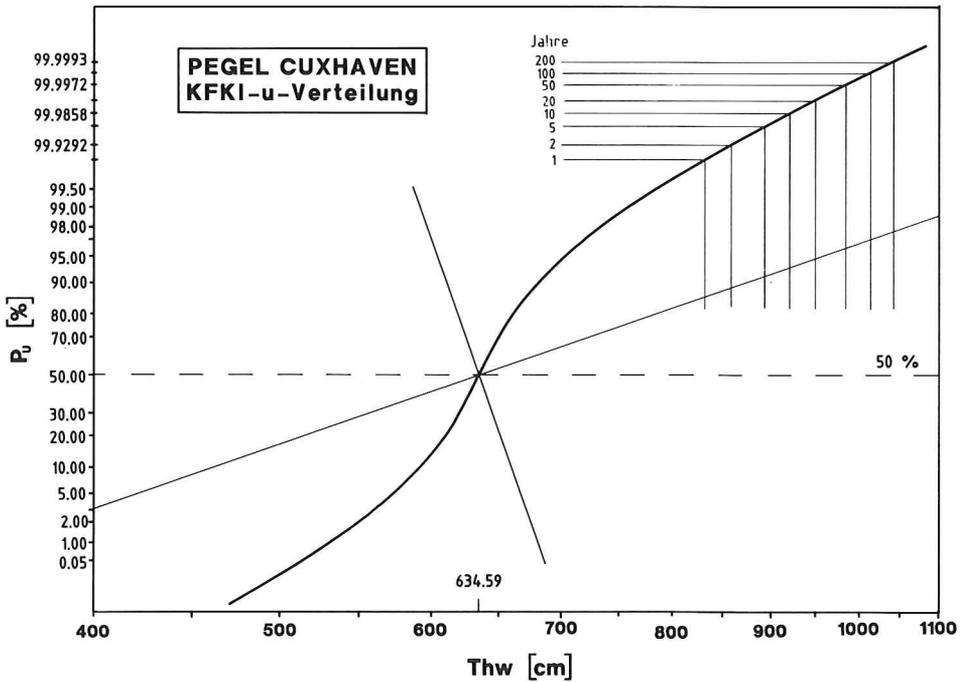
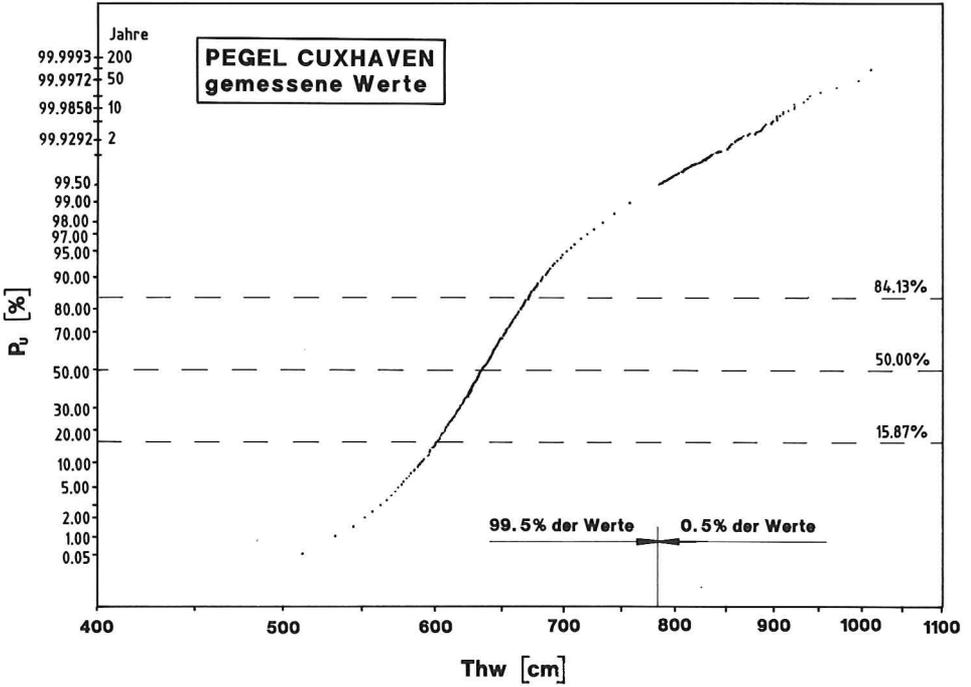


Abb. 32: Beobachtete Thw-Werte (oben) und KFKI- μ -Verteilung (unten) für den Pegel Cuxhaven von 1890 bis 1987

Wiederkehrintervallen herangezogen, können verschiedene Kriterien zur Optimierung der Anpassungsfunktion gewählt werden. In einer ersten Näherung sind die Ergebnisse einer Berechnung von Sturmflutwasserständen für Wiederkehrintervalle von 50, 100 und 200 Jahren auf der Basis der 2 % höchsten Thw-Werte in Tabelle 12 zusammengestellt. Grundlage dieser Berechnungen bilden die jeweils längsten lückenlos vorhandenen Zeitreihen. Die Thw sind unabhängig vom jeweiligen PNP einheitlich auf NN $-5,00$ m bezogen.

Tabelle 12. Sturmflutwasserstände berechnet nach der KFKI- μ -Verteilung (optimiert nach den 2 % höchsten Werten) für Wiederkehrintervalle von 50, 100 und 200 Jahren

Pegel	Jahres- reihe	Sturmflutwasserstand [cm] für ein Wiederkehrintervall von n Jahren		
		n = 50	n = 100	n = 200
Borkum	1935 – 1986	886	907	929
Norderney	1935 – 1986	914	936	959
Emden	1953 – 1986	1002	1032	1061
Helgoland	1953 – 1986	875	895	915
LT Alte Weser	1935 – 1986	918	940	962
Wilhelmshaven	1935 – 1986	998	1023	1049
Cuxhaven	1890 – 1986	998	1026	1054
Büsum	1953 – 1986	1019	1048	1077
Husum	1953 – 1986	1072	1106	1141
Wittdün	1953 – 1986	927	952	976
Dagebüll	1953 – 1986	990	1020	1049
List	1953 – 1986	905	931	958

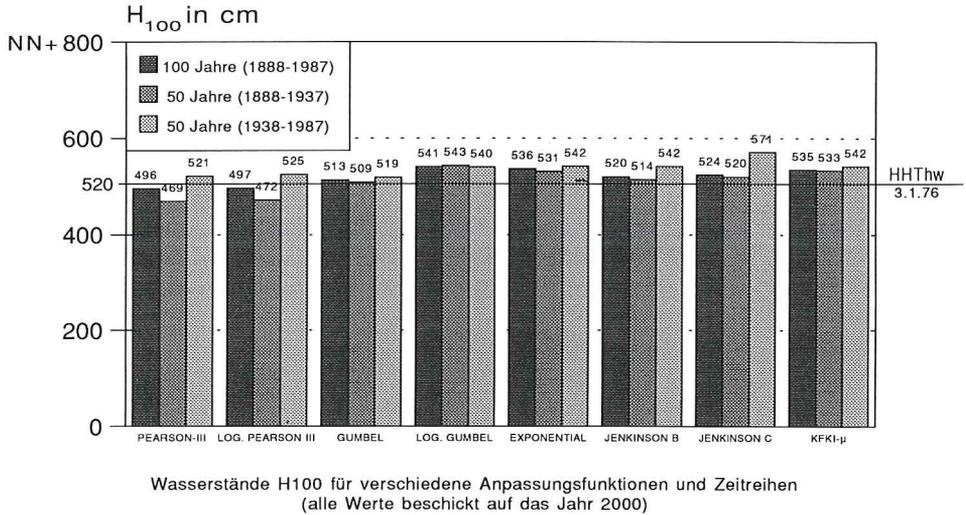
Die Optimierung der Anpassungsfunktion unter Verwendung aller Einzelwerte wurde beispielhaft für den Pegel Cuxhaven durchgeführt; die Ergebnisse dieser Berechnungen zeigen keine signifikanten Abweichungen von den Ergebnissen für Cuxhaven nach Tabelle 12.

Die Berechnungen der Sturmflutscheitel sind selbstverständlich abhängig von der Beobachtungsreihe, für die die Parameter der Anpassungsfunktion bestimmt wurden. Da die Beschickung mit Hilfe eines linearen Trends vorgenommen wurde, wirken sich Änderungen des Trends signifikant auf das Ergebnis einer Extrapolation aus.

Bei FÜHRBÖTER et al. (1988) werden die Wasserstände H_{100} und H_{1000} , d. h. Bemessungswasserstände mit Wiederkehrintervallen von 100 und 1000 Jahren, nach verschiedenen Verfahren ermittelt. Die Berechnungen wurden für die einzelnen Pegel mit jeweils drei Zeitreihen durchgeführt, wobei die 100jährige Zeitreihe von 1888 bis 1987 in zwei 50jährige Teilzeitreihen von 1888 bis 1937 und 1938 bis 1987 getrennt wurde. Entsprechende Untersuchungen wurden mit der KFKI- μ -Verteilung für die Pegel Büsum und Cuxhaven durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Abb. 33 für den Pegel Büsum und Abb. 34 für den Pegel Cuxhaven vergleichend zu den anderen Verfahren dargestellt.

Neben den einzelnen H_{100} - und H_{1000} -Werten ist der jeweilige HHThw-Wert vom 3. 1. 1976 eingezeichnet. Die mit der KFKI- μ -Verteilung ermittelten Resultate zeigen keine auffallenden Abweichungen von den mit den anderen Verfahren ermittelten Ergebnissen. Entsprechend den anderen Verfahren ergeben sich auch bei der KFKI- μ -Verteilung die größten Werte für H_{100} und H_{1000} für die aktuelle 50jährige Zeitreihe von 1938 bis 1987.

PEGEL BÜSUM



PEGEL BÜSUM

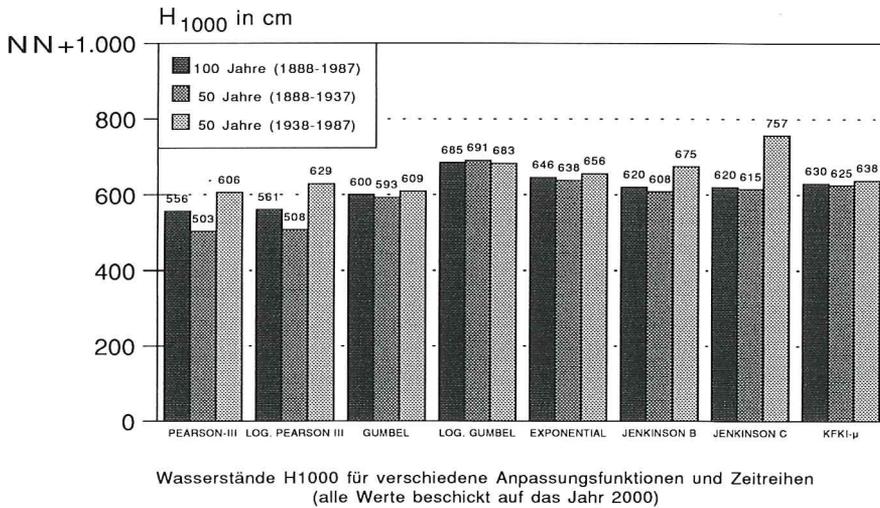
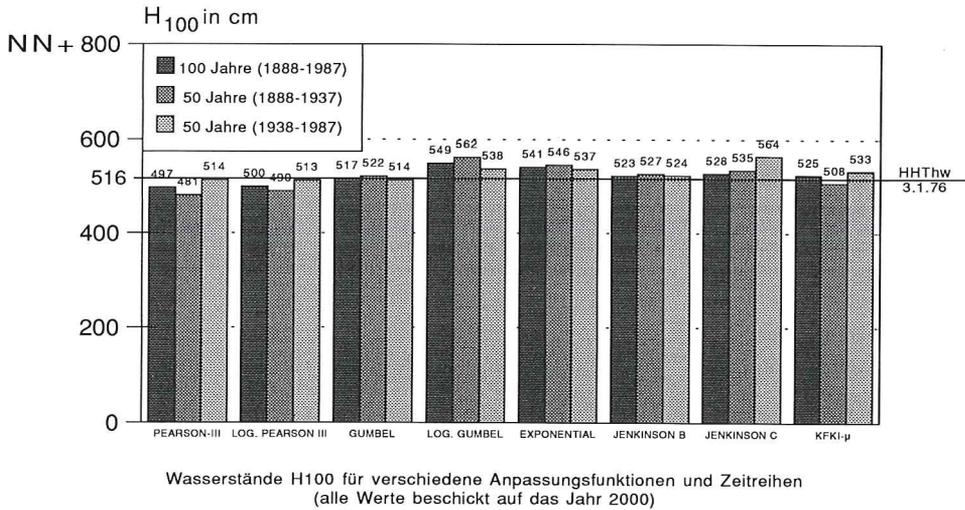


Abb. 33: Wasserstände H_{100} (oben) und H_{1000} (unten) für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen des Pegels Büsum

PEGEL CUXHAVEN



PEGEL CUXHAVEN

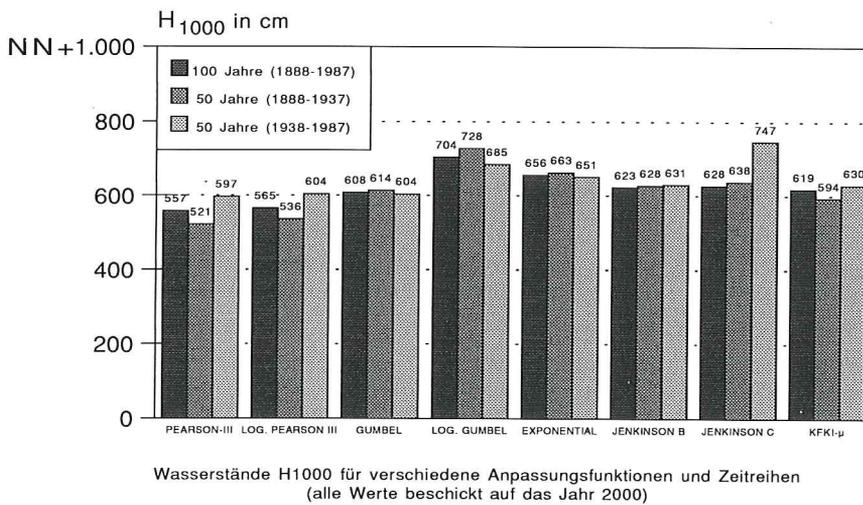


Abb.34: Wasserstände H₁₀₀ (oben) und H₁₀₀₀ (unten) für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen des Pegels Cuxhaven

4.3 Bewertung des Verfahrens

Auf der Basis aufgearbeiteter Einzelwert-Zeitreihen der täglichen Tidehochwasser-Scheitelwerte wurde eine Anpassungsfunktion entwickelt. Diese Funktion ermöglicht, durch Optimierungsrechnungen alle beobachteten Thw-Scheitelwerte eines Pegels zu beschreiben.

Mit Hilfe dieser Anpassungsfunktion können dann Extrapolationen durchgeführt und so z. B. Sturmflut-Scheitelwasserstände mit bestimmten Wiederkehrintervallen abgeschätzt werden. Die Untersuchungen zur Ermittlung von Bemessungsereignissen auf der Basis der KFKI- μ -Verteilung sind noch nicht abgeschlossen; insbesondere sind weitergehende Untersuchungen zur Optimierung der Ausgleichsfunktion erforderlich.

Der Vorteil der Berechnung auf der Grundlage aller (verfügbaren) Thw liegt in der größeren Datenbasis im Vergleich zu jährlichen oder partiellen Zeitreihen, bei denen nach bestimmten Kriterien Maximalwerte ausgewählt werden. Jede Auswahl hat unmittelbaren Einfluß auf den Stichprobenumfang und damit auf die daraus berechneten statistischen Parameter. Voraussetzung für die Anwendung der KFKI- μ -Verteilung sind allerdings qualitativ hochwertige Einzelwert-Zeitreihen der einzelnen Hochwasser-Scheitelwerte. Daraus folgt, daß die Anwendung dieses Verfahrens auf Pegel mit langen Beobachtungsreihen beschränkt ist.

Für die hier vorgestellten Untersuchungen war das wesentliche Ziel, mit Hilfe einer geeigneten Anpassungsfunktion Lücken in den Beobachtungsreihen zu schließen.

5. Schließen von Datenlücken in Wasserstandszeitreihen

5.1 Vorbemerkungen

Insbesondere bei länger zurückreichenden Pegelaufzeichnungen sind in den Meßwertreihen mehr oder weniger große Lücken vorhanden. Die Ursachen für lückenhafte Aufzeichnungen können sein:

- Technische Defekte bzw. Reparatur des Pegels, der Übertragungseinrichtung oder des Registriergerätes
- Außerbetriebnahme wegen Baumaßnahmen im unmittelbaren Bereich des Pegels oder
- Vereisung des Schwimmerschachtes und/oder Zulaufrohres

Für Zeiträume während bzw. nach dem 1. und 2. Weltkrieg existieren für einige Pegel keinerlei Unterlagen, da sie verloren gingen oder Pegelbeobachtungen nicht durchgeführt werden konnten. So wurden z. B. am Pegel Helgoland zwischen 1945 und 1952 keine Wasserstände registriert bzw. sind nicht auffindbar (ROHDE, 1982 und 1990).

Da es für die weitere statistische Bearbeitung und Analyse der Zeitreihen notwendig ist, lückenlose Eingangsdaten zu verwenden, wurde der Versuch unternommen, nicht aufgezeichnete Wasserstände durch berechnete zu ergänzen. Viele Analyseverfahren können nur bei einer Datenbasis äquidistanter Werte angewandt werden. So sind z. B. für die Fast-Fourier-Transformation lückenlose Einzelwertreihen eine notwendige Voraussetzung für die Auswertung.

Eine entsprechende Empfehlung bzw. Richtlinie für das Vorgehen bei der Ermittlung fehlender Meßwerte existiert bislang noch nicht. Einige Interpolations- und Regressionsmethoden sind bei VAN DER MADE (1988) aufgeführt. Einflüsse von Lücken auf gefilterte Zeitreihen werden bei LAUKART (1981) beschrieben.

Eine Möglichkeit, lückenhafte Zeitreihen zu ergänzen, besteht grundsätzlich darin,

Nachbarpegel als Bezugspegel auszuwählen, deren Aufzeichnungen mit denen des lückenhaften Pegels gut korrelieren; anschließend wird eine Beziehung aufgestellt, nach der die Daten des Bezugspegels umgerechnet werden können. Bereits die Definition „Nachbarpegel“ erweist sich dabei als äußerst problematisch, da sich bei der bisherigen Datenanalyse gezeigt hat, daß selbst die Aufzeichnungen von relativ dicht beieinanderliegenden Pegeln (wie z. B. Borkum Südstrand und Borkum Fischerbalje oder Lt. Roter Sand und Lt. Alte Weser) unterschiedlich große Abweichungen aufweisen.

Bei weiter voneinander entfernt liegenden Standorten ist dies in verstärktem Maße festzustellen. Die Gründe dafür liegen zum einen in den unterschiedlichen Eintrittszeiten der Tidescheitelwerte zweier Pegel (Eintrittszeitdifferenzen der Thw u. Tnw), zum anderen spielen die topographischen Randbedingungen (Gewässersohle u. Ufer) sowie die meteorologischen Parameter (Windrichtung, -stärke u. -dauer) eine entscheidende Rolle. Astronomisch bedingte Perioden (z. B. die halbmonatliche Ungleichheit von Spring- u. Nipptide oder der Jahresgang) können darüber hinaus zwischen benachbarten Pegeln zu periodisch veränderten Höhen- und Zeitdifferenzen führen.

Bei Pegeln an Tideästuaren sind Oberwasserzuflüsse insbesondere im Niedrigwasserbereich von Bedeutung. Unterschiedlich starke Vereisungen in den Wintermonaten verändern den Querschnitt und die Rauheit und beeinflussen damit Laufzeiten und Scheitelhöhen und somit die Beziehung benachbarter Pegel.

Schon diese kurze Aufstellung läßt erkennen, daß es nicht möglich sein wird, eine feste Beziehung zwischen benachbarten Pegeln über einen längeren Zeitraum hinweg aufzustellen und so lückenhafte Zeitreihen zu ergänzen. Um dennoch zu praktischen Ergebnissen zu gelangen, wurden mögliche Methoden zur Lückenschließung in Tidedateien getestet.

5.2 Ergänzung fehlender Wasserstände

Ein erster Schritt ist die Erfassung und Zusammenstellung der Zeiträume mit lückenhaften Aufzeichnungen. Es zeigt sich dabei, daß die Größe der Lücken von einem bis zu mehreren hundert Tidescheitelwasserständen reicht. Ein einheitliches Verfahren zum Schließen der Meßwertlücken erscheint aus diesem Grunde nicht sinnvoll. Die Lücken sollten vielmehr in verschiedene Kategorien eingeteilt und in Abhängigkeit von der Länge des fehlenden Zeitraumes mit interpolierten oder abgeleiteten Daten aufgefüllt werden.

Anschließend werden Bezugspegel ausgewählt, deren Aufzeichnungen mit denen des lückenhaften Pegels gut korrelieren. Ein Maß für die Güte der linearen Beziehung ist der Korrelationskoeffizient r , der durch lineare Regression zweier Tageswertreihen berechnet wird. Bei Werten für r größer als 0,95 liegt eine gute Übereinstimmung vor, ab $r = 0,99$ korrelieren die Daten sehr gut. Für diese Aufgabenstellung wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem lückenhafte Tageswertreihen bearbeitet werden können. Um entsprechende Wasserstände, die innerhalb derselben Tide eingetreten sind, einander zuzuordnen, werden Datum und Eintrittszeit jedes Thw bzw. Tnw miteinander verglichen.

5.2.1 Lineare Interpolation

Fehlt in einem längeren Zeitabschnitt nur ein einzelner Wert, so kann diese Lücke durch lineare Interpolation geschlossen werden. Rechnungen mit künstlich erzeugten Lücken zeigen, daß bei der Anwendung dieser einfachen Art der Lückenschließung die Abweichung

zum gemessenen Wert im Mittel nicht größer ist als bei aufwendigeren Verfahren. Die statistischen Parameter werden dadurch nicht oder nur unwesentlich verändert.

Wegen der starken Streuung der Tidescheitelwerte (die Standardabweichung beträgt bei den untersuchten Zeitreihen 35 bis 45 cm) sind lineare Interpolationen bei Lücken von mehreren Tagen nicht zu empfehlen. Da Periodizitäten nicht berücksichtigt werden können, scheidet dieses Verfahren für das Schließen größerer Lücken aus.

5.2.2 Lineare Regression

Mit Hilfe von Regressionsgeraden lassen sich neben einzelnen Fehlwerten auch größere Lücken ergänzen. Von Ausnahmen abgesehen sollte nur je eine Regressionsbeziehung für Thw und Tnw für die Berechnung herangezogen werden. Zeigen sich jedoch im Bereich sehr hoher und/oder sehr niedriger Wasserstände stärkere Abweichungen von der ermittelten Regressionsgeraden, können in Abhängigkeit von der Höhe des Wasserstandes auch unterschiedliche Beziehungen aufgestellt werden.

Genauere Ergebnisse können mit höhenbezogenen Regressionen z. B. für den unteren, mittleren und oberen Höhenbereich erwartet werden. Bei der Ermittlung der einzelnen Regressionsbeziehungen ist zu beachten, daß beim Übergang von einem zum anderen Bereich Sprünge zu vermeiden sind. Durch ein Verschieben der Bereichsgrenzen und anschließende Neuberechnung der Regressionsbeziehung kann das Problem iterativ gelöst werden. Der größere Rechenaufwand bei diesem Verfahren führt jedoch nicht unbedingt zu besseren Resultaten, da die Werte häufig stark streuen.

Die Länge des Zeitraumes, für den eine Regressionsbeziehung aufgestellt wird, richtet sich nach der Größe der Lücke, wobei Periodizitäten zu berücksichtigen sind. Bei relativ kurzen Ausfallzeiten kann sich der Berechnungszeitraum auf ca. 14 Tage vor und nach der Lücke beschränken. Dabei ist die Zeitdauer so zu wählen, daß die halbmonatliche Ungleichheit (ca. 60 Werte) berücksichtigt wird. Bei größeren Lücken können sich die Berechnungszeiträume auf ein Abflußjahr erstrecken. Bei der Aufstellung von Regressionsbeziehungen über noch größere Zeiträume ist zu prüfen, ob sich die Abhängigkeiten über die Zeit verändert haben. Dies ist notwendig, da selbst bei benachbarten Pegeln signifikant unterschiedliche Säkularrends ermittelt werden (vgl. Abschnitt 2), was Auswirkungen auf den linearen Zusammenhang zweier Zeitreihen hat.

5.2.3 Lückenschließung mit gefilterten Werten

Für das Schließen von größeren Lücken bis zu mehreren hundert Werten oder sogar einigen Jahren wurde im Rahmen dieses Projektes ein Verfahren entwickelt, das die Daten eines oder mehrerer Bezugspegel mit geeigneten Perioden filtert. Als geeignete Methode wird die Filterung mit dem Verfahren nach Butterworth (vgl. STEARNS, 1987) herangezogen. Um die gefilterten Werte des Bezugspegels höhenmäßig an den Lückenpegel anzupassen, wird für den betreffenden Zeitraum die mittlere Differenz zwischen beiden Wasserstandszeitreihen gebildet. Anschließend werden die Lücken mit den gefilterten und in der Höhe angepaßten Daten geschlossen. Dieses Verfahren eignet sich gleichermaßen für größere Lücken innerhalb der Thw- und Tnw-Zeitreihen.

Ausgehend von der Überlegung, daß bei der Analyse langfristiger Veränderungen im Tidegeschehen kurzfristige stochastische Einflüsse auf die Scheitelwasserstände, die sich als

Rauschen den längeren Schwingungen überlagern, nicht von entscheidender Bedeutung sind, wird bewußt darauf verzichtet, diese irreguläre, zufällige Komponente (Residuen) zu berücksichtigen. Vorher sind die Daten des Bezugspegels dahingehend zu überprüfen, ob sprunghafte Veränderungen stattgefunden haben, etwa durch Ausbaumaßnahmen, Eindeichungen, Wechsel des Pegelstandortes o. ä. oder andere Besonderheiten längerfristige Veränderungen bewirkt haben. Diese Überprüfung kann mit Hilfe des Doppelsummenlinienverfahrens oder dem Test nach Cochran (vgl. SACHS, 1974) durchgeführt werden. Nur wenn sich während des in Frage kommenden Zeitraumes derartige Störungen in der Zeitreihe des Bezugspegels ausschließen lassen, kann dieser für die Lückenschließung herangezogen werden.

Bei der weiteren Bearbeitung von Zeitreihen, deren Lücken mit gefilterten Daten aufgefüllt wurden, ist zu beachten, daß sich die statistischen Parameter ändern. So wird durch die in diesem Abschnitt beschriebene Methode der Lückenschließung zwangsläufig die Größe der Varianz bzw. die Standardabweichung verringert.

Beispielhaft wird im folgenden gezeigt, wie das Verfahren anzuwenden ist. Zu diesem Zweck wird zunächst innerhalb einer vollständigen Datenreihe eine größere Lücke künstlich erzeugt, die anschließend mit gefilterten und höhenmäßig angepaßten Werten geschlossen wird. Die Güte des Ergebnisses kann anhand einer Darstellung beurteilt werden, die sowohl die berechneten als auch die gemessenen und anschließend gefilterten Wasserstandsdaten wiedergibt.

Für das nachfolgende Beispiel wurde der Pegel Büsum ausgewählt. Innerhalb der vollständigen Zeitreihe (Thw-Scheitelwerte der Abflußjahre 1952 bis 1986) wird eine Lücke von 10 Jahren zwischen dem 1. 11. 1960 und dem 31. 10. 1970 durch Herausnahme aller Thw in diesem Zeitraum geschaffen. Danach werden die Thw der Nachbarpegel Husum, Helgoland und Cuxhaven mit denen des Pegels Büsum korreliert. Mit Hilfe linearer Regressionen mit Tageswerten über jeweils ein Jahr (insgesamt je 8 Jahre vor und nach der Lücke) werden die Korrelationskoeffizienten berechnet. Da die Werte von Cuxhaven mit denen von Büsum mit Korrelationskoeffizienten von $r = 0,99$ einen sehr straffen Zusammenhang zeigen, wird Cuxhaven als Bezugspegel gewählt.

Anschließend wird die Tageswertreihe des Bezugspegels mit einer Periode von 1024 tiefpaßgefiltert. Diese Periode (sie entspricht ca. 1,5 Jahren) wurde gewählt, um auch die Jahresschwingung weitgehend zu eliminieren und so längere Perioden deutlich sichtbar werden zu lassen. Je nach Zielsetzung bei der weiteren Bearbeitung der Zeitreihen und abhängig von der Länge der Lücke kann die Periode beliebig festgelegt werden. Unter Berücksichtigung der Höhendifferenz der gemittelten Thw kann die Lücke anschließend mit den gefilterten Werten geschlossen werden.

Abb. 35 zeigt die gefilterte Zeitreihe (1952 bis 1985) der Thw des Pegels Büsum mit der künstlich erzeugten Lücke. In Abb. 36 sind die über den Bezugspegel Cuxhaven gerechneten und höhenmäßig korrigierten Thw dargestellt. In Abb. 37 sind die gefilterten Hochwasserstände zusammen mit den berechneten gezeichnet. Die gute Übereinstimmung ist nicht nur an den Übergängen von den gemessenen zu den gerechneten Werten, sondern auch innerhalb des gesamten Zeitraumes von zehn Jahren zu erkennen.

5.3 Lückenschließung über Eintrittswahrscheinlichkeiten

Eine weitere Möglichkeit, fehlende Wasserstände in Tageswertreihen zu ergänzen, besteht darin, über einen Bezugspegel den Fehlerten Eintrittswahrscheinlichkeiten zuzuordnen. Mit den für die Fehlerte berechneten Unterschreitungswahrscheinlichkeiten können

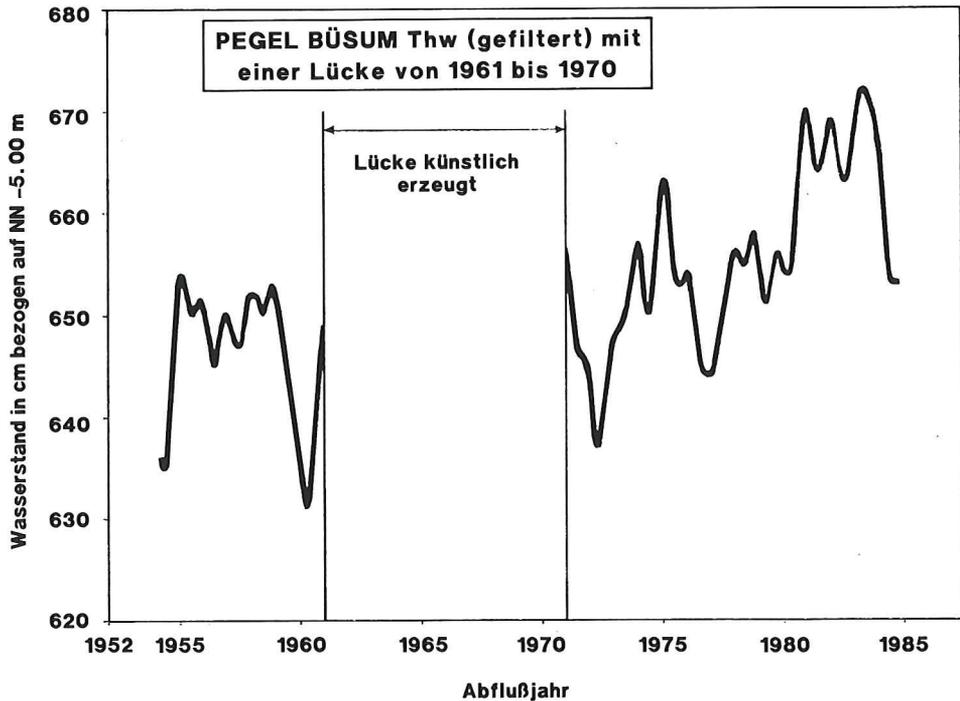


Abb. 35: Gefilterte Werte der Thw des Pegels Büsum von 1952 bis 1985 mit einer Lücke von 10 Jahren (1961 bis 1970)

über eine Anpassungsfunktion des lückenhaften Pegels die zugehörigen Wasserstandshöhen ermittelt werden. Über diesen nichtlinearen Zusammenhang können beliebig viele Werte ergänzt werden, auch wenn beide Pegelreihen Meßlücken aufweisen.

Voraussetzung für die Realisierung dieser Methodik ist eine gut angepasste Verteilungsfunktion, die alle Scheitelwasserstände des Bezugspegels repräsentiert. Eine entsprechende Anpassungsfunktion muß auch für die Zeitreihe des lückenhaften Pegels über einen ausreichend langen Zeitraum ermittelt werden.

Mit Hilfe der KFKI- μ -Verteilung (vgl. Abschnitt 4) können fehlende Thw-Scheitelwerte in der beschriebenen Weise ergänzt werden. Bei einer sehr geringen mittleren Abweichung zwischen der Verteilungsfunktion und den gemessenen Thw wird die Forderung nach Repräsentanz der Wasserstände durch eine Anpassungsfunktion über den gesamten Höhenbereich erfüllt. Für die Tnw-Scheitelwerte existiert eine derartige Anpassungsfunktion bislang noch nicht.

Die Lücken in Tageswertzeitreihen können wie folgt geschlossen werden: Im ersten Schritt werden sowohl für den Bezugspegel als auch für den lückenhaften Pegel die Parameter der KFKI- μ -Verteilung (geometrisches Mittel und Drehwinkel μ) bestimmt. Daraufhin wird für jedes Thw des Bezugspegels, das einem nicht aufgezeichneten Thw des lückenhaften Pegels zugeordnet ist, die Unterschreitungswahrscheinlichkeit bzw. das Wiederkehrintervall bestimmt. Im nächsten Schritt werden mit Hilfe dieser Eintrittswahrscheinlichkeiten aus der für den lückenhaften Pegel berechneten Verteilungsfunktion die fehlenden Thw ermittelt.

Zur Überprüfung der Anpassungsgüte wird daneben der mittlere Fehler F_M bestimmt.

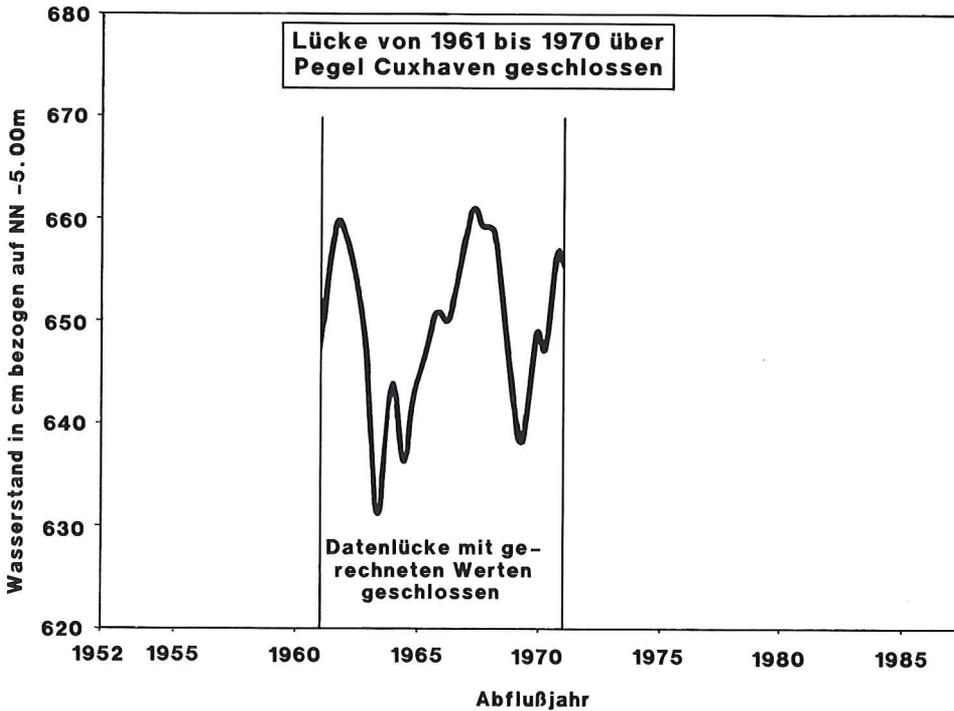


Abb.36: Lückenschließung der Thw des Pegels Büsum von 1961 bis 1970 über den Bezugspegel Cuxhaven

Grundsätzlich sollte bei der Anwendung dieses Verfahrens die Datenbasis möglichst groß gewählt werden, um genaue Ergebnisse zu erzielen.

Abb. 38 soll am Beispiel der Pegel Cuxhaven und Büsum das Verfahren veranschaulichen. In der Darstellung sind über einer logarithmisch geteilten Abszisse, auf der die Thw-Scheitelwerte (bezogen auf NN $-5,00$ m) in cm aufgetragen sind, die Verteilungsfunktionen beider Pegel dargestellt. Auf der (nach dem Integral der Gauß'schen Verteilung geteilten) Ordinate sind die Unterschreitungswahrscheinlichkeiten aufgetragen. Ausgehend vom Wasserstand des Bezugspegels wird über die Wahrscheinlichkeit P_U das zugehörige Thw des lückenhaften Pegels ermittelt.

Um das Verfahren zu testen, wurden unterschiedlich große Lücken erzeugt, die anschließend mit gerechneten Tageswerten geschlossen wurden. Der Vergleich von gerechneten und gemessenen Thw am Pegel Büsum zeigt eine gute Übereinstimmung.

Bei der Anwendung dieses Verfahrens wird davon ausgegangen, daß die Eintrittswahrscheinlichkeit für ein bestimmtes Thw am Bezugspegel mit der des lückenhaften Pegels übereinstimmt. Diese Annahme wird im Einzelfall sicher nicht exakt zutreffen. Hinzu kommt die Abweichung zwischen empirischer und theoretischer Wahrscheinlichkeit, d. h., die gemessenen Werte streuen (abhängig von ihrer Größe) um die Verteilungsfunktion. Folglich wird es für Einzelwerte geringe Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Thw geben, was beim Schließen von (echten) Lücken zu berücksichtigen ist.

Bei einer weiteren Proberechnung wurden die 705 Thw des Pegels Helgoland für das Abflußjahr 1982 über den Bezugspegel Lt. Alte Weser errechnet. Der Vergleich der für den

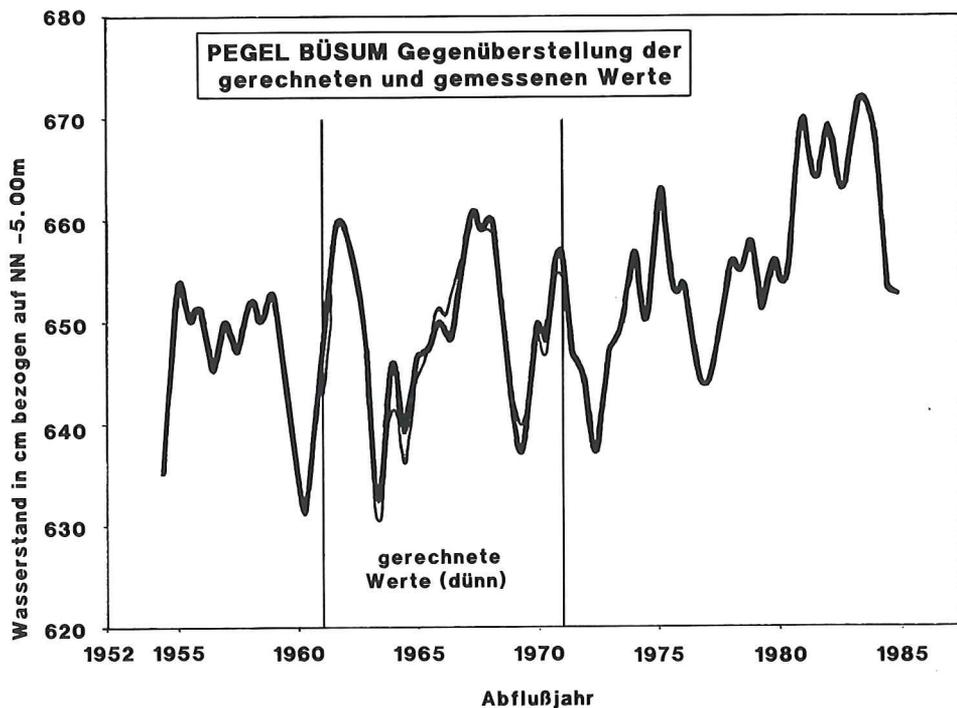


Abb. 37: Gegenüberstellung von gerechneten und beobachteten Thw für die künstliche Lücke am Pegel Büsum von 1961 bis 1970

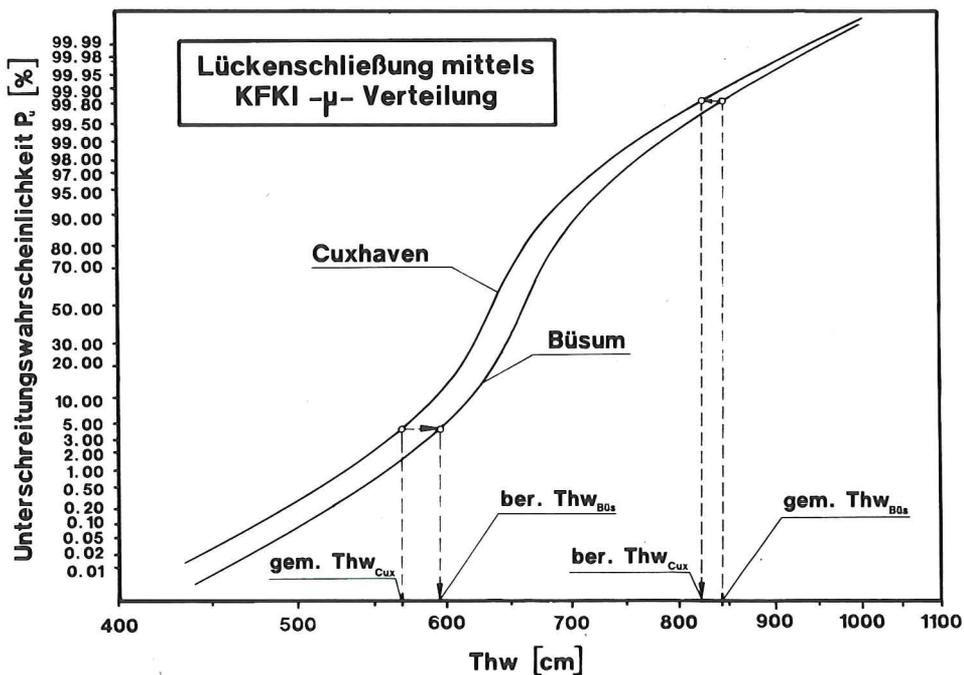


Abb. 38: Prinzip der Lückenschließung über Eintrittswahrscheinlichkeiten am Beispiel der Pegel Cuxhaven und Büsum

Pegel Helgoland errechneten Werte für das Jahr 1982 mit den tatsächlich beobachteten 705 Thw zeigt lediglich Differenzen von einigen cm. Bei der Bildung von Monats- oder Jahresmitteln verringern sich die Abweichungen zwischen gemessenen und gerechneten Werten zwar, dennoch ist bei der Anwendung dieses Verfahrens nicht auszuschließen, daß die Differenzen in Ausnahmefällen die Größenordnung von ± 10 cm erreichen können.

Um die Anwendbarkeit dieses Verfahrens zum Schließen von Datenlücken in Thw-Zeitreihen nachzuweisen und zugleich eine Fehlerabschätzung vorzunehmen, wurden Vergleiche zur häufig angewandten linearen Regression angestellt. An künstlich erzeugten Lücken (verschiedener Pegel und unterschiedlich langer Zeitreihen) wurden über einen Bezugspegel Thw-Scheitelwerte errechnet und anschließend mit den gemessenen Werten verglichen.

Bei der Auswertung wurde die mittlere Abweichung zwischen gemessenen und gerechneten Wasserständen als Beurteilungskriterium herangezogen. Hierbei zeigten sich durchweg etwas bessere Ergebnisse bei der Berechnung fehlender Daten über Eintrittswahrscheinlichkeiten als bei der linearen Regression, d. h., der mittlere Fehler war geringer.

Ein Vorteil dieses Verfahrens ist die im Vergleich zur linearen Regression größere Datenbasis, die als Grundlage der Berechnung dient. Während die Regressionsgerade nur aus Wertepaaren ermittelt werden kann, die zeitlich vor und/oder nach der Meßlücke liegen, fließen beim Ermitteln der Verteilungsfunktion des Bezugspegels die Daten des Zeitraums der Lücke mit in die Berechnung ein. Insbesondere beim Schließen von Lücken über einen größeren Zeitraum ist dies ein entscheidender Vorteil dieses Verfahrens gegenüber der linearen Regression.

Trotz der bei diesen Untersuchungen insgesamt besseren Ergebnisse sollten vor dem Schließen echter Datenlücken stets Proberechnungen an künstlich erzeugten Lücken durchgeführt werden. Anhand der Ergebnisse (besonders für extreme Wasserstände) ist von Fall zu Fall zu entscheiden, welchem Verfahren der Vorzug zu geben ist.

5.4 Schließen der Meßlücke 1945 bis 1952 des Pegels Helgoland

In der Zeit nach dem 2. Weltkrieg konnten zwischen 1945 und 1952 am Pegel Helgoland keine Wasserstände aufgezeichnet werden bzw. sind nicht mehr auffindbar. Wegen der besonderen Bedeutung dieses Insepegels im Küstenvorfeld für die Bewertung der Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht wurde versucht, diese Lücke zu schließen.

Aufgrund von Regressionsberechnungen wurde der Pegel Lt. Roter Sand als Bezugspegel ausgewählt. Berechnungen mit künstlich erzeugten Lücken des Pegels Helgoland, die mit Hilfe der Daten dieses Bezugspegels über Eintrittswahrscheinlichkeiten geschlossen wurden, zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung; der mittlere Fehler beträgt 4 cm. Wie u. a. die Trenduntersuchungen in Abschnitt 3 zeigen, weist der Pegel Helgoland mit einem deutlich geringeren Anstieg der MThw ein anderes Verhalten als die übrigen untersuchten Zeitreihen auf. Wegen dieser Abweichungen ist es schwierig, einen direkten Bezug zu anderen Pegelstandorten herzustellen.

Nachdem allerdings eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Thw bei der Schließung künstlicher Lücken des Pegels Helgoland festgestellt wurde, wurden mit Hilfe der KFKI- μ -Verteilung die fehlenden 5644 Thw-Scheitelwerte zwischen 1945 und 1952 ermittelt. Abb. 39 zeigt eine Zusammenfassung der aus den für die Datenlücke berechneten Einzelwerten ermittelten Monats- und Jahresmittelwerte.

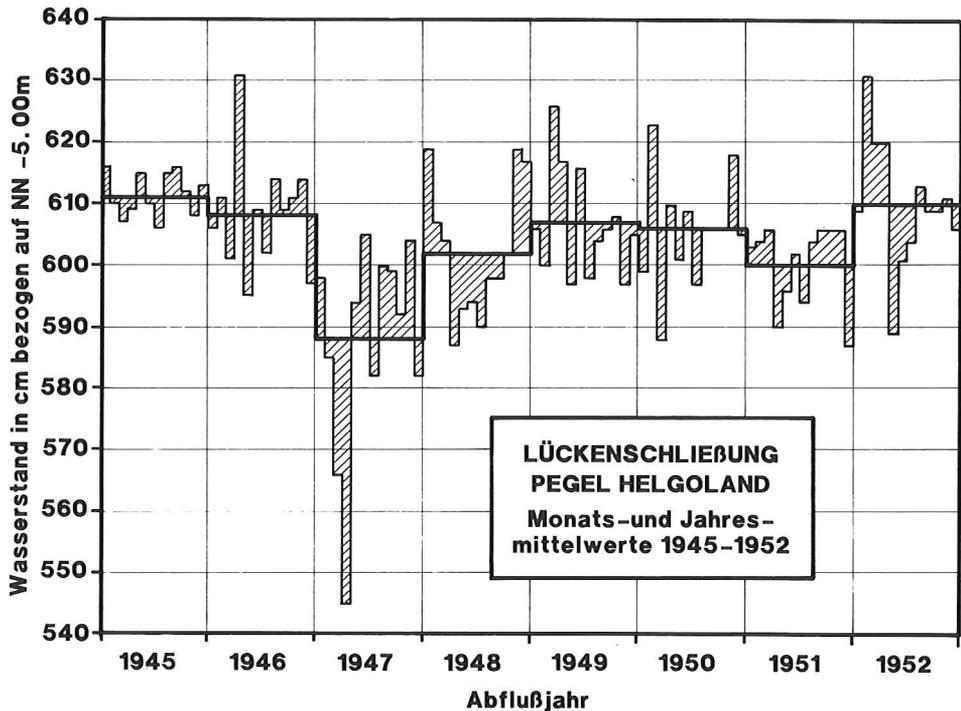


Abb. 39: Monats- und Jahresmittelwerte des Pegels Helgoland von 1945 bis 1952 ergänzt mit Hilfe der KFKI- μ -Verteilung

In Tabelle 13 sind die mit Hilfe der KFKI- μ -Verteilung ermittelten Jahresmittelwerte des Tidehochwassers den von JENSEN ermittelten Werten gegenübergestellt. Die Differenz zwischen den nach verschiedenen Verfahren berechneten Mittelwerten beträgt lediglich ± 1 cm.

5.5 Ergänzung fehlender Eintrittszeiten

Im Regelfall fehlen bei lückenhaften Wasserstandsaufzeichnungen auch die zugehörigen Eintrittszeiten. Die vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) veröffentlichten vorausberechneten Gezeitentafeln können nur die astronomischen Einflüsse auf die Eintrittszeiten berücksichtigen, nicht aber die meteorologischen Wirkungen. Wegen der z. T. erheblichen Abweichungen zwischen den berechneten und den eingetretenen Zeiten können fehlende Eintrittszeiten nicht ohne weiteres aus den Gezeitentafeln übernommen werden.

Als Möglichkeit zur Ergänzung fehlender Zeitaufzeichnungen bietet es sich an, Zeitdifferenzen (Gezeitenunterschiede) zu Nachbarpegeln zu berechnen. Bei der Auswertung solcher Ergebnisse zeigt es sich jedoch, daß die Eintrittszeitdifferenzen sehr stark streuen. Abweichungen vom Mittelwert der Laufzeitdifferenzen können selbst bei benachbarten Pegeln 120 Minuten und mehr betragen. Ursache dafür sind die topographischen Randbedingungen und meteorologische Wirkungen. Aufgrund dieser Ergebnisse wurden bislang keine Zeitlücken mit Hilfe berechneter Gezeitenunterschiede geschlossen.

Daneben wurden im Rahmen dieses Projektes Berechnungen der Eintrittszeitdifferenzen

Tabelle 13. Vergleich berechneter Thw-Jahresmittelwerte von 1945 bis 1952 für den Pegel Helgoland

Jahr	Berechnung der MThw [cm bezogen auf NN -5.00 m]		Differenz [cm]
	nach JENSEN	mit KFKI- μ -Verteilung	
1945	612	611	-1
1946	609	608	-1
1947	589	588	-1
1948	601	602	+1
1949	607	607	0
1950	606	606	0
1951	600	600	0
1952	611	610	-1

der Thw (und Tnw) gegen den Durchgang des Mondes durch den Nullmeridian durchgeführt (vgl. Abschnitt 3.2). Gegenüber der Ermittlung von Zeitdifferenzen zu Nachbarpegeln hat diese Art der Berechnung den Vorteil, Einflüsse der Bezugspegel auf die Differenzbildung auszuschließen. Dennoch ist auch bei diesen Ergebnissen noch eine erhebliche Streuung festzustellen.

Darüber hinaus unterliegen die Zeitdifferenzen abhängig vom Pegelstandort einem signifikanten Trend in Richtung einer Laufzeitverkürzung, d. h., die Thw bzw. Tnw treten, bezogen auf den Durchgang des Mondes durch den Nullmeridian, eher ein als in zurückliegenden Jahren. Bezogen auf 34 Jahre (berechnet aus ca. 24 000 Einzelwerten der Zeitreihe 1954 bis 1987) ergibt sich eine Reduzierung von bis zu $28 \pm 0,7$ Minuten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Ergänzung fehlender Eintrittszeiten vor allem wegen der vielfältigen zufälligen Einflüsse außerordentlich schwierig ist.

5.6 Bewertung des Verfahrens

Grundsätzlich ist zu unterscheiden, ob fehlende Wasserstände oder deren Eintrittszeiten zu ergänzen sind. Es wurde gezeigt, daß eine allgemeingültige Empfehlung für ein Verfahren nicht gegeben werden kann. Je nach Größe der Lücke eignen sich verschiedene Methoden, diese zu schließen. Daneben ist zu beachten, in welcher Weise die Daten weiterverarbeitet werden sollen und mit welcher Zielsetzung die Zeitreihen ausgewertet werden. Beim Auffüllen von Datenlücken sind Trends sowie Periodizitäten in einer Wasserstandsreihe zu berücksichtigen. Weiterhin ist zu prüfen, inwieweit sich die statistischen Parameter einer Datenreihe nach dem Ergänzen von Werten geändert haben.

Bevor eine bestimmte Methode zum Schließen einer Datenlücke ausgewählt wird, sollte die Güte des Verfahrens an mehreren künstlich erzeugten Lücken der betreffenden Pegeldatenreihe überprüft werden. Ergänzte Werte, d. h. nachträglich berechnete Wasserstände oder Eintrittszeiten, sind zur Unterscheidung von gemessenen Daten in einem Datensatz mit einer entsprechenden Kennziffer zu versehen. Zur Information für spätere Bearbeiter sollte jede Ergänzung entsprechend dokumentiert werden.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) geförderten Forschungsprojektes „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) wurde mit mathematisch-statistischen Methoden die Entwicklung des Tidegeschehens anhand von Scheitelwasserständen (Thw, Tnw) und deren Eintrittszeiten analysiert. Hintergrund dieser Untersuchungen ist ein vermuteter weltweiter Meeresspiegelanstieg, der insbesondere an flachen Küsten und Tideästuaren zu tiefgreifenden Veränderungen (z. B. der Morphologie) führen kann.

Die Wasserstandsentwicklung in der Nordsee ist seit dem Ende der letzten Eiszeit durch Transgressions- (Wasserspiegelanstieg) und Regressionsphasen (Wasserspiegelrückgang) gekennzeichnet. Die Entwicklung der Tidewasserstände steht dabei in unmittelbarem Zusammenhang mit der gesamten Topographie des Küstenvorfeldes und dem Abbruchgeschehen an den Küsten. Für die Unterhaltung und Planung von Küstenschutzmaßnahmen sind Aussagen zur Entwicklung der Tidewasserstände sowie der Tidedynamik erforderlich.

Im Gegensatz zu ähnlichen Untersuchungen, die bisher überwiegend auf der Basis von Mittelwerten (z. B. die Jahresmittelwerte MThw, MTnw und MThb) durchgeführt wurden, wird in den vorliegenden Untersuchungen von Einzelwerten ausgegangen, d. h., alle Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände einschließlich der Eintrittszeiten bilden die Grundlage der Analysen. Auf der Basis dieses Datenmaterials sind nicht nur Aussagen zur Entwicklung der Tidewasserstände bzw. des Tidehubs (Thb), sondern auch zur Entwicklung der Ebbe- und Flutdauer sowie der Tidelaufzeiten zwischen den einzelnen Pegeln möglich. Damit können durch die Verbindung von hydrologischen und meteorologischen Daten auch die meteorologischen Wirkungen auf die Wasserstände und das Tidegeschehen beurteilt werden.

Eine wesentliche Voraussetzung für die Analyse der Wasserstandsentwicklung sind möglichst lange qualitativ hochwertige Datenreihen. Deshalb wurde nach der Beschaffung der „Rohdaten“ bei der Projektbearbeitung größter Wert auf die Aufarbeitung, d. h. die Kontrolle und Ergänzung bzw. Korrektur der Einzelwert-Zeitreihen, gelegt.

Nach diesen Vorarbeiten konnte ein qualitativ hochwertiges Datenkollektiv von Einzelwert-Zeitreihen zusammengestellt werden. Dennoch kann nicht ausgeschlossen werden, daß durch weitere Untersuchungen Korrekturen der etwa $2 \cdot 10^6$ Einzelwerte angebracht werden müßten.

Die Auswertung der Pegeldaten erfolgte mit verschiedenen statistischen Methoden. Zur Erkennung langfristiger Entwicklungen innerhalb der Zeitreihen wurde das Verfahren der linearen Regression herangezogen. Da die Wasserstandsentwicklung an den einzelnen Pegelstandorten durch die lokalen Randbedingungen Unterschiede aufweist, wurde die Hauptkomponentenanalyse auf die Pegelzeitreihen angewandt. Mit dieser Methode kann der Anteil des Gezeitensignals, der in allen betrachteten Pegelzeitreihen gemeinsam enthalten ist, ermittelt werden. Damit wurde es möglich, die Größe eines gemeinsamen Trends der Wasserstandsentwicklung an den deutschen Pegelstandorten anzugeben. Um festzustellen, welche Perioden oberhalb der halbtägigen Haupt-Mondtide in den Pegeldaten auftreten und wieviel Energie mit diesem Spektralbereich vorhanden ist, wurden die Datenreihen mit Hilfe der Fast-Fourier-Transformation vom Zeitbereich in den Frequenzbereich transformiert. Durch Rücktransformation und digitale Filterung konnten bestimmte Spektralbereiche in den Zeitreihen näher untersucht werden.

Die Amplitude und Phasenverschiebung der Nodaltide, mit einer Periode von 18,6 Jahren und einem Maximum der Gezeitenkräfte z. B. in den Jahren 1978/79, wurden mit Hilfe von Optimierungsrechnungen ermittelt. Damit kann ein Teil der Tidehubentwicklung erklärt werden.

Die Untersuchungen zur Entwicklung einer Verteilungsfunktion für die Thw-Einzelwert-Zeitreihen ermöglichen eine Abschätzung von Wasserständen mit bestimmten Wiederkehrintervallen und das Schließen von Datenlücken innerhalb der Thw-Zeitreihen.

Die bisher eingetretene langfristige Entwicklung der Wasserstände ist im wesentlichen bekannt. Für das Thw ist bei allen Pegeln ein Anstieg zu verzeichnen, der sich in den letzten Jahrzehnten verstärkt hat. Das Tnw weist, nachdem es Anfang der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts zunächst leicht absank, in den vergangenen Jahren ein stationäres Verhalten bzw. einen leicht positiven Trend auf. Die Entwicklung der Scheitelwasserstände bewirkt dementsprechend nach 1950 eine Zunahme des Tidehubs. Das Tidehalbwasser, als Approximation für den mittleren Meeresspiegel (MSL), zeigt demzufolge ein unterschiedliches Verhalten; es steigt in geringerem Maße als das Thw. Allerdings deuten die Auswertungen für den kurzen Zeitraum der letzten zwei Jahrzehnte bis 1991 an, daß zukünftig für das MTnw und das MThw und damit auch für das MT $\frac{1}{2}$ w bzw. den MSL ein einheitlicheres Anstiegsverhalten erwartet werden kann.

Die Gezeitendynamik in der Deutschen Bucht wurde auch anhand der Flut- und Ebbedauern sowie der Eintrittszeitdifferenzen zum Monddurchgang durch den Nullmeridian untersucht. Diese Untersuchungen deuten ebenfalls Veränderungen der Tidedynamik an. Die Zeitdifferenzen zwischen dem Auftreten der Scheitelwasserstände und dem Monddurchgang durch den Nullmeridian weisen auf eine Reduzierung der Tidelaufzeiten hin.

Weitere Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens sind in den folgenden Veröffentlichungen dargestellt: JENSEN, MÜGGE und VISSCHER (1988), JENSEN, MÜGGE und SCHÖNFELD (1990), JENSEN und SCHÖNFELD (1990a), JENSEN und SCHÖNFELD (1990b), SCHÖNFELD und JENSEN (1991), MÜGGE und JENSEN (1991) und MÜGGE (1992).

Aus den vorliegenden Untersuchungen können keine Prognosen für die zukünftige Wasserstandsentwicklung abgeleitet werden. Die Aussagen zur bisherigen Entwicklung weisen allerdings auf Änderungen des Tidegeschehens in der Nordsee hin. Diese Änderungen sind bei der Beurteilung der zukünftigen Wasserstandsentwicklung bzw. Tidedynamik zu berücksichtigen.

Für die Interpretation der Ergebnisse ist zu beachten, daß für die ostfriesische Küste nach Auswertungen neuerer Nivellements Landsenkungen von 5 bis 10 cm/100 Jahre zu erwarten sind. Sollten sich ähnliche Werte für den Bereich der gesamten deutschen Küste bestätigen, wird die Erklärung der Veränderungen innerhalb der Wasserstandszeitreihen, besonders der Vergrößerung des Tidehubs, noch komplexer.

Aus der vorliegenden Projektbearbeitung ist ein weiterer Forschungsbedarf festzustellen. Neben Aussagen zur Wasserstandsentwicklung in einem bestimmten Seegebiet, wie z. B. die vorliegenden Untersuchungen für den Bereich der Deutschen Bucht, sind Untersuchungen zur globalen Meeresspiegelentwicklung der Nordsee bzw. des Atlantiks und zu lokalen Effekten, wie z. B. Untersuchungen der Wasserstandsentwicklung in den Tideästuaren und -flüssen, von großer Bedeutung. Für eine Gesamtbeurteilung der Wasserstandsentwicklung bzw. eines weltweiten Meeresspiegelanstiegs sind Wasserstandsanalysen der weitgehend tidefreien Ostseepegel unbedingt zu empfehlen.

Weitere genaue Beobachtungen und Analysen der Wasserstände sind gerade im Hinblick auf die Auswirkungen erwarteter Klimaveränderungen dringend notwendig. Dies betrifft sowohl die kontinuierliche Fortschreibung und Kontrolle der Wasserstandszeitreihen als auch Untersuchungen von historischen Daten.

7. Schriftenverzeichnis

- AITCHINSON, J. u. BROWN, J. A. C.: The Lognormal Distribution. Cambridge, 1957.
- AUBREY, D. G.: Seasonal Patterns of Onshore/Offshore Sediment Movement. *Journal of Geophysical Research* Vol. 84, No. C10, 1979.
- AUBREY, D. G. u. EMERY, K. O.: Eigenanalysis of recent United States Sea Levels. *Continental Shelf Research*, Vol. 2, No. 1, 1983.
- AUGARTH, W.: Stand der Untersuchungen zur tektonischen Küstensenkung. Vortrag vor der KFKI-Beratungsgruppe am 3./4. 10. 1989 in Norddeich (unveröffentlicht).
- BARTELS, J.: Gezeitenkräfte. *Handbuch der Physik*, Bd. XLVIII, 1952.
- CHOW, Ven Te: *Handbook of applied hydrology*. Mc Graw Hill, New York, 1964.
- DIETRICH, G.: Ozeanographisch-meteorologische Einflüsse auf Wasserstandsänderungen des Meeres am Beispiel der Pegelbeobachtungen von Esbjerg. *Die Küste*, Jg. 2, H. 2, 1954.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. *Mitt. d. Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig*, H. 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Veränderungen des Säkularanstiegs an der deutschen Nordseeküste. *Wasser und Boden*, H. 9, 1986.
- FÜHRBÖTER, A., JENSEN, J., SCHULZE, M. u. TÖPPE, A.: Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen. *Die Küste*, H. 47, 1988.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. *Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau der TU Braunschweig*, H. 83, 1984.
- JENSEN, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der Nordseeküste. *Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau der TU Braunschweig*, H. 88, 1985.
- JENSEN, J.: Anwendungen der JENKINSON-Funktion zur Ermittlung von meteorologischen Bemessungsereignissen. *Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau der TU Braunschweig*, H. 98, 1987.
- JENSEN, J., MÜGGE, H.-E. u. VISSCHER, G.: Untersuchungen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, H. 47, 1988
- JENSEN, J., MÜGGE, H.-E. u. SCHÖNFELD, W.: Development of water level changes in the German Bight – an analysis based on single value time series. *Proc. 22nd ICCE, Delft*, 1990.
- JENSEN, J. u. SCHÖNFELD, W.: Pegelzeitreihen der deutschen Nordseeküste, Erkenntnisse aus einer statistischen Analyse. *HANSA*, 127. Jahrgang, H. 17/18, 1990/91.
- JENSEN, J. u. SCHÖNFELD, W.: Erkenntnisse aus der statistischen Analyse von Pegelzeitreihen der deutschen Nordseeküste. *Jahrb. HTG*, 45. Bd., 1990.
- JENSEN, J. u. TÖPPE, A.: Zusammenstellung und Auswertungen von Originalaufzeichnungen des Pegels Travemünde/Ostsee ab 1826. *DGM, Jahrgang 30*, H. 4, 1986.
- LASSEN, H.: Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee. *Die Küste*, H. 50, 1989.
- LAUKART, W.: Ermittlung langfristiger Wasserstandsänderungen aus Pegelregistrierungen. *Wissenschaftliche Arbeiten der Fachrichtung Vermessungswesen der Universität Hannover*, Nr. 104, 1981.
- LIETZ, U.: Zum Nullpunkt der Pegel Roter Sand und Alte Weser. *DGM, Jahrg. 30*, H. 2/3, 1986.
- LISITZIN, E.: *Sea-Level Changes*. Elsevier Oceanography Series, Vol. 8, 1974.
- LOHRBERG, W.: Die Höhen der mittl. Tidemittelwasserstände an den Pegeln Roter Sand und Alte Weser und auf Helgoland im Vergleich mit denen einiger Küstenpegel an der Nordsee. *DGM, Jahrg. 24*, H. 1, 1980.
- LOHRBERG, W.: Die Säkularvariation an einigen Pegeln zwischen Harlingen und Esbjerg sowie die Bedeutung 19jähriger übergreifender Mittel für deren Bestimmung. *Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkdl. Jahrbuch 43*, Koblenz, 1983.
- LOHRBERG, W.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. *DGM, Jahrg. 33*, H. 5/6, 1989.
- LORENZ, E. N.: *Prospects For Statistical Weather Forecasting; Final Report*, Statistical Forecasting Project, Dpt of Meteorol., Mass. Inst. of Tech., Boston, 1959.
- LUCK, G.: Beschleunigung des Spiegelanstiegs der Weltmeere und Folgen. *Mitt. aus dem Nieders. Landesamt f. Wasserwirtschaft*, H. 5, 1987.

- LÜDERS, K.: Über das Ansteigen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. Zentralblatt der Bauverw., H. 50, 1936.
- MADE, J. W. VAN DER: Analysis of some criteria for design and operation of surface water gauging networks. Rijkswaterstaat communications, no. 47, Thesis Technical University Delft, The Hague, 1988.
- MANIAK, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1988.
- MÜGGE, H.-E. u. JENSEN, J.: Untersuchungen zum Pegelstandort Büsum. DGM, Jahrg. 35, H. 1, 1991.
- MÜGGE, H.-E.: Anpassungsfunktion der Thw-Scheitelwerte. Wasser und Boden, H. 8, 1992.
- NYBERG, L.: Sea Level Forecasts with an EOF Model, in: Sündermann, J., Lenz, W., (eds.): North Sea Dynamics. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1983.
- PREISSENDORFER, R. W.: Principal Component Analysis in Meteorology and Oceanography Elsevier. Amsterdam, New York, 1988.
- ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- ROHDE, H.: Zur Geschichte des Pegels Helgoland. DGM, Jahrg. 26, H. 5, 1982.
- ROHDE, H.: Die Pegel auf Helgoland. Die Küste, H. 49, 1990.
- SACHS, L.: Angewandte Statistik. Springer-Verlag, Berlin 1974.
- SCHÖNFELD, W. u. JENSEN, J.: Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Wasserstandszeitreihen von deutschen Nordseepegeln. Die Küste, H. 52, 1991.
- SCHÜTTE, H.: Neuzeitliche Senkungserscheinungen an unserer Nordseeküste. Jb. Oldenburg, Ver. Altertumskunde, Landesgesch. 16, Oldenburg, 1908.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- SPETH, P. u. DETLEFSEN, H.: Empirical Orthogonal Functions of Sea Level Pressure and Sea Surface Temperatures for the Upwelling Areas of Northwest Africa. DHZ 32, H. 4, 1979.
- STEARNS, S.: Digitale Verarbeitung analoger Signale. Oldenbourg, 3. Aufl., 1987.
- TÖRNEVIK, H.: Application of EOF to sea level forecasting. E.C.M.W.F., Workshop on the use of Empirical Orthogonal functions in Meteorology, 1977.
- ÜBERLA, K.: Faktorenanalyse. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1971.
- DE VALK, C.: Hoofkomponenten-analyse van meetreeksen. Waterloopkundig laboratorium, H. 535, 1988.
- WOODWORTH, P. L., SHAW, S. M. u. BLACKMAN, D. L.: Secular Trends in Mean Tidal Range Around the British Isles and Along the Adjacent European Coastline, unveröffentlichtes Manuskript, 1990.
- YEVJEVICH, V.: Probability and Statistics in Hydrology. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, USA, 1972.
- Jahrbücher für die Gewässerkunde Norddeutschlands, 1901 bis 1937.
 - Jahrbücher für die Gewässerkunde des Deutschen Reiches, 1938 bis 1940.
 - Deutsche Gewässerkundliche Jahrbücher 1941 bis 1987.
 - Pegelstambücher des Pegels Büsum.
 - Schutz der Erdatmosphäre: Eine internationale Herausforderung; Zwischenbericht der Enquete-Komm. des 11. Deutschen Bundestages „Vorsorge zum Schutz der Erdatmosphäre“. Hrsg.: Dt. Bundestag, Referat Öffentlichkeitsarbeit, Bonn, 1988.
 - WSD NORDWEST: Zur Vergleichbarkeit der Nordseepegel „Roter Sand“ mit „L. T. Alte Weser“, Bericht Dezernat T3, 1986.

Untersuchungen über die Morphodynamik im Wattgebiet der inneren Deutschen Bucht (Abschlußbericht des KFKI-Projektes MORAN, Teil II)

VON ANDREAS SCHÜLLER UND JACOBUS HOFSTEDE

Zusammenfassung

Im Jahre 1978 wurde im KFKI eine Projektgruppe: „MORAN, Morphologische Analysen Nordseeküste“ gebildet. Ziel war die Herausarbeitung der morphologischen Veränderungen im Wattengebiet der deutschen Nordseeküste, etwa im Hinblick auf die praktische Arbeit an der Küste. Die im Rahmen dieses Projektes durchgeführten Untersuchungen von SIEFERT (1983, 1987) zur Umsatz- und Bilanzanalyse im Küstenvorfeld sind die Grundlagen der vorliegenden Arbeit.

Anhand der angestellten Bilanzanalysen konnte der Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex in Gebiete mit bevorzugtem Abtrag oder Anwachs zergliedert werden. Weiterhin konnte der Wattkomplex mittels dreier morphologischer Parameter in sieben Teilgebiete unterschiedlicher Morphodynamik untergliedert werden. Generell läßt sich folgendes sagen:

- Die Auswirkungen von Änderungen in den hydrographischen Rahmenbedingungen auf die Morphologie eines Wattgebietes können erfolgreich mittels flächenhafter Bilanzanalysen ermittelt werden;
- die momentane Morphodynamik eines Wattgebietes läßt sich durch eine flächenhafte Umsatzanalyse charakterisieren.

Summary

In 1978 the German Coastal Engineering Board initiated the scientific project: MORAN: „Morphological Analysis of the German North Sea Coast.“ The main goal was the determination of the morphological changes along the German Wadden Sea coast with regard to engineering measures. The first results of this project were published by Siefert (1983, 1987). The present paper presents the results of the second project phase. Based upon „special balance-analysis“, the Neuwerk/Scharhörner tidal flats could be divided into areas with predominant sedimentation or erosion trends. Furthermore a „turnover analysis“ enabled the classification of the tidal flats into seven morphodynamically similar regions.

The following conclusions can be drawn:

- *the response of the tidal flat morphology to changes in the hydrographic boundary conditions can be determined using a „special balance-analysis“;*
- *the actual morphodynamics of tidal flats can be assessed from a „turnover-analysis“.*

Inhalt

1. Einführung	278
1.1 Vorgeschichte	278
1.2 Zielsetzung	279
1.3 Der Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex	280
1.3.1 Die holozäne Entwicklung	280
1.3.2 Die hydrologischen Verhältnisse	281
2. Untersuchungsmethoden	282
2.1 Methoden der Kartenauswertung	282
2.2 Zur Kartengenauigkeit	284
2.3 Die MORAN-Funktion	285
2.4 Die morphologischen Parameter	287

3. Morphodynamik des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes	288
3.1 Bilanzanalysen	288
3.1.1 Ergebnisse	288
3.2 Umsatzanalysen	291
3.2.1 Ergebnisse	291
3.3 Fallbeispiel Prielsysteme	295
3.3.1 Materialhaushalt der Priele	296
3.3.2 Materialumsatz in Prielen	297
3.4 Weitere Untersuchungen mit dem MORAN-Verfahren	298
3.4.1 Windverhältnisse und Materialhaushalt	298
3.4.2 Die Wirkung von Sturmfluten im Küstenvorfeld	299
3.4.3 Hinweise für weitere Arbeiten im Küstenvorfeld	300
4. MORAN-Analysen in anderen Wattgebieten	302
4.1 Der Elbe-Randbereich Brammerbank/Krautsander Watt	302
4.1.1 Ergebnisse	302
4.2 Die Außeneider	303
4.2.1 Ergebnisse	306
5. Allgemeine Hinweise zur Anwendung des MORAN-Verfahrens	309
6. Schlußfolgerungen	310
7. Schriftenverzeichnis	311

1. Einführung

1.1 Vorgeschichte

1978 wurde im KFKI eine Projektgruppe: „MORAN, Morphologische Analysen Nordseeküste“ gebildet. Das Projekt wurde von 1980 bis 1985 und von 1988 bis Mitte 1990 vom BMFT finanziell und durch die beteiligten Dienststellen des Bundes und der Küstenländer mit Eigenleistungen gefördert. Ziel war die Herausarbeitung der morphologischen Veränderungen im Wattgebiet der deutschen Nordseeküste und darüber hinaus die Verknüpfung der Morphologie mit der Hydrologie, etwa im Hinblick auf die praktische Arbeit an der Küste. 1983 wurde ein erster Zwischenbericht des MORAN-Projektes – „Pilotstudie Knechtsand“ (SIEFERT, 1983) – publiziert. In dieser Studie wurde für das Testgebiet Knechtsand versucht, die Verknüpfung von morphologischen und hydrologischen Prozessen zu demonstrieren. Dazu wurde u. a. eine Hypothese zur Berechnung von Höhenänderungen im Küstenvorfeld entwickelt sowie der Versuch gemacht, korrelierbare morphologische und hydrologische Parameter herauszuarbeiten.

1987 wurde in einem ersten Abschlußbericht des MORAN-Projektes die Morphodynamik im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex schwerpunktmäßig dargestellt (SIEFERT, 1987). Es wurden in Anlehnung an die 1983 entwickelten Ansätze theoretische Überlegungen zur quantitativen Erfassung von Materialumlagerungen im Wattenmeer angestellt. Als Resultat wurde ein Auswertungsverfahren entwickelt, durch das anhand von Kartenvergleichen verschiedene morphologische Parameter erfaßt werden können, welche die Morphodynamik eines Wattgebietes charakterisieren. Diese Parameter werden aus einer Sättigungsfunktion

$$h_u = \bar{h}_u(1 - e^{-a/a_0})$$

für die Umsatzhöhe h_u (cm) eines Gebietes, die über den Vergleichszeitraum a (J) bestimmt wird, ermittelt. Für den Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex konnten anhand dieses Verfahrens energetisch ähnliche Gebiete erkannt und charakterisiert werden.

1.2 Zielsetzung

Es wurde aber als notwendig empfunden, die gewonnenen Erkenntnisse durch weiterführende Arbeiten zu ergänzen bzw. zu erweitern. Dazu wurden für das MORAN-Projekt, Teil II (Laufzeit 01.01.1988 bis 30.06.1990) folgende Aufgaben formuliert (HOFSTEDÉ u. SCHÜLLER, 1988):

- Ermittlung der hydrologischen und morphologischen Entwicklung in der Deutschen Bucht während des letzten Jahrtausends;
- Ermittlung der Bilanzganglinien (1965 bis 1979) für morphodynamisch unterschiedliche Teilbereiche des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes;
- Verknüpfung dieser Ganglinien mit den seit 1965 auftretenden Änderungen der hydrographischen Rahmenbedingungen;
- Weiterführen der Untersuchungen über die Morphodynamik im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex anhand der im MORAN-Projekt entwickelten Ansätze;
- Untersuchungen darüber anstellen, welche hydrologischen Parameter für eine morphodynamische Charakterisierung am besten geeignet sind;
- Testen des MORAN-Auswertungsverfahrens in anderen Wattgebieten.

Die Ergebnisse dieser zweiten Phase des MORAN-Projektes sind ausführlich in zwei Dissertationen (HOFSTEDÉ, 1991a, SCHÜLLER, 1992) dargestellt. Die nachfolgenden Ausführungen stellen eine Kompilation dieser Dissertationen dar.

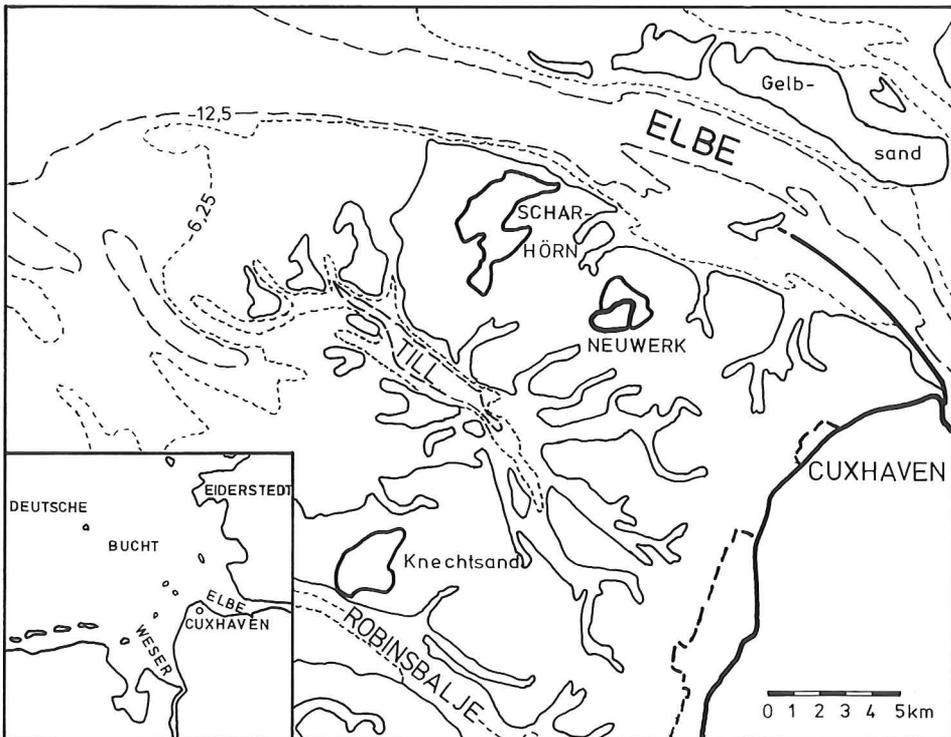


Abb.1: Übersichtskarte der Deutschen Bucht mit dem zentralen Untersuchungsgebiet

1.3 Der Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex

Schon am Anfang des MORAN-Projektes, nach den ersten Auswertungen für das Testfeld Knechtsand (BARTHEL, 1981), stellte sich heraus, daß für eine genaue morphodynamische Analyse möglichst viele topographische Aufnahmen sowie Detailkenntnisse über die Seegangs- und Strömungsverhältnisse benötigt werden. Diese Voraussetzungen sind weitgehend für das südliche Elbmündungsgebiet, den Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex (Abb. 1), gegeben.

1.3.1 Die holozäne Entwicklung

Die pleistozäne Oberfläche im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex liegt zwischen NN (Altenwalder Geest) und -25 m NN unter Scharhörn. Der Zeitpunkt der holozänen Überflutung liegt nach LINKE (1982) etwa um 7850 BP. Rund 6800 BP erreichte der Meereseinfluß bei einem Niveau von etwa -13 m NN den damaligen Fuß der Altenwalder Geest. Zu diesem Zeitpunkt nahm die Sturmflutaktivität stark zu, wodurch sich ein Sturmflutkliff in der Geest bilden konnte. Zwischen 4500 und 2500 BP fehlen Spuren für Sturmflutaktivitäten und infolgedessen konnte sich vor der Geest ein Moor bilden. Möglicherweise hat sich um 4500 BP auch zum erstenmal ein Außensand in der Lage der heutigen Scharhörner Plate stabilisieren können. Zwischen 2500 BP und Christi Geburt erhöhte sich die Sturmflutaktivität erneut, was dazu führte, daß das Moor teilweise erodiert wurde und sich ein zweites Sturmflutkliff in der Geest bildete (LINKE, 1982).

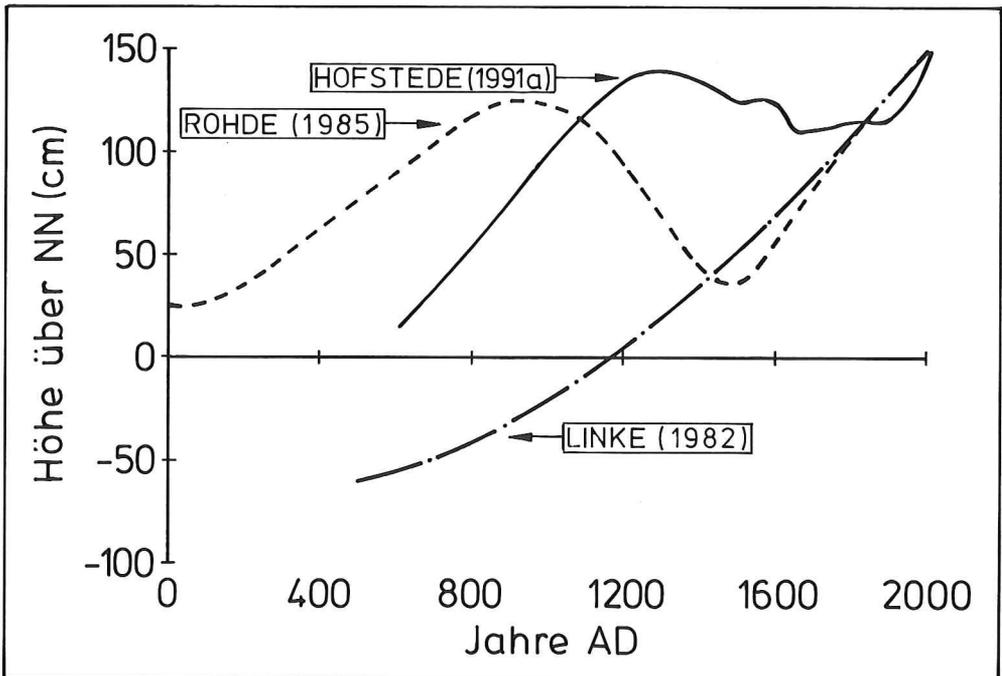


Abb. 2: Vergleich einiger rezenter MThw-Kurven für die innere Deutsche Bucht

Wie sich das MThw-Niveau seit etwa 600 AD entwickelte, ist in Abb.2 dargestellt (HOFSTEDE, 1991b). Die historische Entwicklung der Außensände zwischen Jade und Eider läßt sich gut anhand dieser MThw-Kurve erklären. Sandverwehungen, Grünflächen und wirtschaftliche Nutzung sowie Besiedlung treten konzentriert während regressiver Phasen auf. Die transgressive Perioden dagegen werden von Inselaufgaben, Überflutungen und seit Mitte des letzten Jahrhunderts von Schutzmaßnahmen gekennzeichnet.

Seit 1850, und vor allem während der letzten Dekaden, vertriften zudem die Außensände mit erheblichen Geschwindigkeiten landwärts. Es liegt nahe, diese Verdriftung in der o. a. MThw-Entwicklung zu suchen. Der verstärkte MThw-Anstieg seit etwa 1950 sowie die gleichzeitig auftretende Zunahme der Sturmfluthäufigkeit und -intensität (SIEFERT, 1984) sind wahrscheinlich ursächlich mit der während der letzten Dekaden erkennbaren Beschleunigung der Außensandverlagerung verbunden.

Die holozänen marinen Ablagerungen liegen im Feinsandbereich und haben einen sehr hohen Sortierungsgrad (LINKE, 1970). Der Sandkörper ist sehr homogen ausgebildet, was darauf hindeutet, daß er unter konstanten Bedingungen entstanden ist. Nur unter der Scharhörner Plate, in einer Tiefe von etwa -5 m NN, findet man einen deutlichen Knick in der Korngröße (LINKE, 1969). Die Oberflächensedimente liegen ebenfalls überwiegend im Feinsandbereich (LINKE, 1970).

1.3.2 Die hydrologischen Verhältnisse

Die Materialumlagerungen im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex werden durch viele einander überlagernde Strömungskomponenten verursacht. Erstens existiert die durch die Gezeitenschwingung der Nordsee verursachte und von der Topographie des Flachwasserbereiches geprägte Tideströmung. Die Tideströmung wird von den windbedingten aperiodischen Trift-, Orbital- und Brandungsströmungen überlagert. Gemeinsam verursachen diese Strömungskomponenten eine zeitlich und räumlich äußerst variable Scherbeanspruchung an der Sohle. Trotzdem lassen sich für Teilbereiche des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes charakteristische Energiespektren herausarbeiten (HOFSTEDE, 1991a: Kap. 3).

Nach SIEFERT u. LASSEN (1985) schwankt der MThb 1975/79 zwischen 290 cm (Scharhörnriff) und 320 cm (Duhner Watt). In Abb.3 ist der Verlauf des Tidehubes am Pegel Cuxhaven seit 1844 dargestellt. Es zeigt sich, daß Mitte der siebziger Jahre der allmähliche Anstieg unterbrochen wurde, wobei sich der MThb von etwa 285 auf 300 cm erhöhte. Diese plötzliche Zunahme des Tidevolumens wird vor allem in den Tiderinnen zu stärkeren morphologischen Änderungen geführt haben (siehe auch Kap. 3.1 u. 3.3).

Untersuchungen über die Seegangscharakteristik im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex sind von SIEFERT (1974) und HOFSTEDE (1991a) durchgeführt worden. Hierbei stellte sich heraus, daß die primäre Seegangsenergie bei normalen Wetterbedingungen konzentriert in zwei Brandungszonen westlich der Scharhörner Plate umgewandelt wird. Nur durch die tieferen Tiderinnen kann örtlich primärer Nordsee-Seegang bis an die Wattkanten gelangen. Auf dem Watt existiert nur ein lokal erzeugter Seegang. Während Sturmflutperioden kann jedoch ein signifikanter Teil der primären Seegangsenergie direkt bis auf das Watt vordringen, wobei zur gleichen Zeit sehr starke Triftströmungen auftreten.

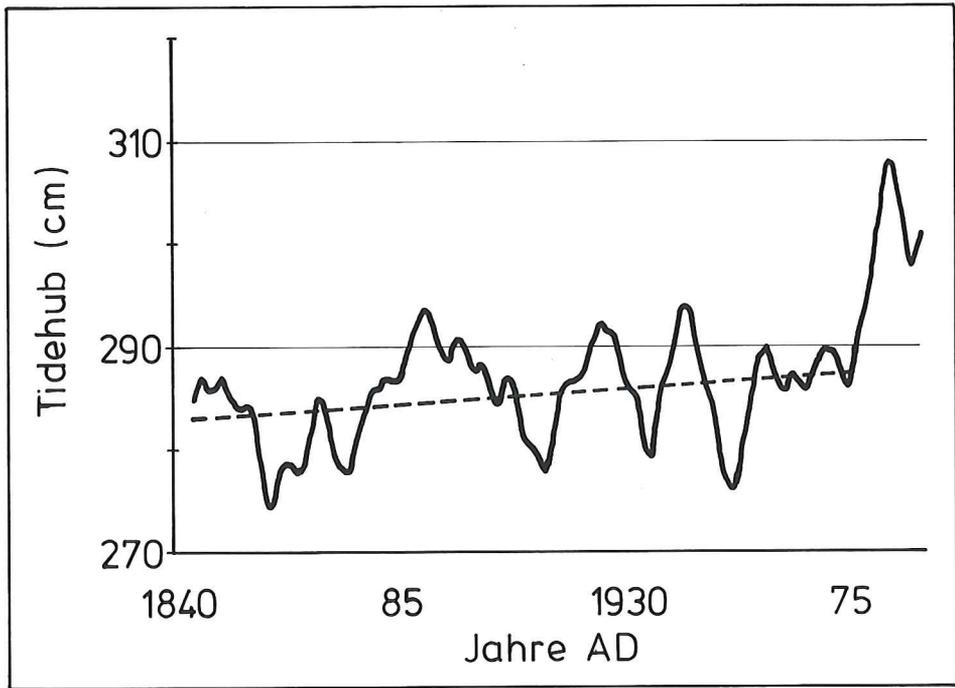


Abb. 3: MThb-Entwicklung am Pegel Steubenhöft, Cuxhaven seit 1844 (dreijährige übergreifende Mittel)

2. Untersuchungsmethoden

2.1 Methoden der Kartenauswertung

Zur Erfüllung der in Kapitel 1.2 formulierten Zielsetzung galt es, ein Analyseverfahren auszuwählen, das es erlaubt, aus den vorliegenden Tiefenkarten die notwendigen Informationen zu erschließen. Nach einer Gliederung von GÖHREN (1970) werden vornehmlich folgende Grundtypen von Kartenauswertungsmethoden verwendet:

- Übereinanderzeichnen von Tiefenlinien
- Darstellung von Profilinganglinien
- flächenhafte Darstellung von Tiefenänderungsplänen

Das Übereinanderzeichnen von Tiefenlinien eignet sich zur Veranschaulichung der Verlagerungen von Tiefenlinien und vermittelt einen schnellen Eindruck von den Lageveränderungen der Sände oder Landverlusten/-gewinnen an der Küste. Die qualitative Abschätzung der Sedimentation oder Erosion ist möglich, jedoch deren quantitative Erfassung nicht.

Profile oder Profilinganglinien sind bewährte Methoden für die Darstellung morphologischer Veränderungen. Quantitative Aussagen sind möglich, sie bleiben aber auf eine linienhafte Betrachtungsweise beschränkt. Um sich einer flächenhaften Aussage anzunähern, ist eine dichte Staffellung von nebeneinanderliegenden Profilen notwendig.

Die Ermittlung von Tiefendifferenzen zwischen zwei aufeinanderfolgenden Vermessungen und deren Darstellung in Tiefenänderungsplänen bieten die Möglichkeit, die Höhenentwicklung größerer Gebiete flächenhaft darzustellen.

GÖHREN (1970) benutzt zur Ermittlung der Tiefendifferenzen ein Raster mit der Seitenlänge von 100 m. Für die Rasterflächen von 1 ha Größe werden aus den Wattgrundkarten gemittelte Höhenwerte entnommen und die Differenzen (= Auf-/Abtragshöhen) zwischen identischen Rasterflächen aufeinanderfolgender Jahrgänge berechnet. Für das übergeordnete Raster von 1 km² wird dann das Mittel aus 100 Höhendifferenzwerten gebildet. Neben der Berechnung der mittleren Höhendifferenz für 1 km², der Bilanzhöhe, wird von GÖHREN (1970) auf dem gleichen Wege die Umsatzhöhe als Mittel aus den Beträgen der Sedimentations- und Erosionshöhen bestimmt. Die Umsatzhöhe erlaubt Aussagen zur Intensität der morphologischen Vorgänge und Materialverlagerungen.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „MORAN“ wurde dieses Verfahren vornehmlich für die Untersuchungen im Wattengebiet zwischen Weser und Elbe eingesetzt (BARTHEL, 1981; SIEFERT, 1984, 1987; HOFSTEDE, 1989; SCHÜLLER, 1989b).

Aus dem Tiefenlinienverfahren leitet sich die Niveauflächenmethode als weiteres flächenhaftes Auswerteverfahren ab. Hierbei führt die Ermittlung der Flächengrößen in übereinanderliegenden, geodätischen Niveaus zur hypsographischen Kurve bzw. zur morphographischen Charakteristik von Wateinzugsgebieten (RENGER, 1976). Aus Zeitreihenuntersuchungen lassen sich durch Bestimmung der Differenzfläche (Flächenmessung, Integrationsrechnung) zwischen zeitlich folgenden Niveauflächengrößen Erosions- oder Sedimentationstendenzen feststellen (HIGELKE, 1978; DIECKMANN, 1984, 1987; SCHÜLLER, 1989b). Die genaue Lokalisierung von Sedimentations- oder Erosionsorten ist wegen der integralen Betrachtungsweise (DIECKMANN, 1984) jedoch nicht möglich.

Zur Erforschung der Verhältnisse an der Küste sind eine Reihe von Kartenauswertemethoden für morphologische Untersuchungen in Gebrauch. In einer Zweigliederung können diese in die morphometrischen und in die morphodynamischen Untersuchungen unterteilt werden.

Bei morphometrischen Untersuchungen zum Formengefüge des Küstenvorfeldes werden verschiedene Größen zueinander in Beziehung gesetzt (z. B.: WALTHER, 1934, 1971; RODLOFF, 1970; RENGER, 1976). Hauptsächlich werden folgende Größen verwendet (RENGER, 1976):

- Größe des Wateinzugsgebietes
- Tidevolumen und Flutraum
- Durchflußquerschnitte der Wattwasserläufe
- Breiten und Tiefen der Wattwasserläufe

Grundgedanke der morphologischen Untersuchungen im Wattenmeer ist, daß die auf die Sedimentoberfläche einwirkenden Kräfte eine formändernde Kompetenz besitzen. Verändern sich die Rahmenbedingungen nicht, so bleibt die Beanspruchung des Wattkörpers konstant und die Formenentwicklung erreicht einen Klimaxstand, der den herrschenden Bedingungen entspricht. Mit den aus einer Kartenaufnahme erfaßten und zueinander in Beziehung gesetzten morphometrischen Größen lassen sich keine Aussagen über die Auswirkungen der im Fortgang der Zeit variierenden morphologischen Agenzien erschließen. Auch gilt zu beachten, daß Gleichgewichtsverhältnisse zwischen dem Zustand eines Tidebeckens und den einwirkenden Kräften angenommen werden. Tatsächlich ist es jedoch schwierig abzuschätzen, ob ein solches Gleichgewicht besteht. Aufgrund der Trägheit des Wattkörpers eilt die morphologische Reaktion (Formänderung) immer den einwirkenden Kräften hinterher, so daß statt eines Gleichgewichts eher ein ständiges Streben nach Anpassung des Formengefüges an die hydrologischen Rahmenbedingungen vorliegt.

Morphodynamische Untersuchungen benötigen mindestens zwei aufeinanderfolgende Kartenaufnahmen, aus denen durch Vergleichen oder Differenzbildung der Formenwandel

aufgezeigt werden kann. Nimmt die Anzahl der verfügbaren Vermessungsunterlagen zu, so lassen sich in Abhängigkeit vom Zeitabstand zwischen den Vermessungen kurzfristige oder säkulare Veränderungen erkennen.

Die Mehrzahl der morphodynamischen Untersuchungen beschreiben den morphologischen Wandel auf der Basis ermittelter Höhen- oder Volumenveränderungen (z. B.: GÖHREN, 1970; HIGELKE, 1979; DAMMSCHNEIDER, 1983; TAUBERT, 1986; GLIM et al., 1986, 1988).

Mit dem von GÖHREN (1970) verwendeten Auswerteverfahren wird es möglich, neben den Materialbilanzen auch das Gesamtmaß der aufgetretenen Höhenänderungen, den Umsatz, mit in die Betrachtungen aufzunehmen. Darauf basierend wird im MORAN-Projekt ein Weg beschritten, auf dem neben Materialbilanzen auch die Materialumsätze im Vordergrund stehen.

2.2 Zur Kartengenauigkeit

Die Qualität der mittels Kartenvergleich gewonnenen Ergebnisse ist entscheidend von der Genauigkeit der Karten- und Vermessungsunterlagen abhängig. Die im MORAN-Projekt für den Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex verwendeten Vermessungsunterlagen sind im Rahmen der Planungen für das ab Mitte der siebziger Jahre nicht mehr weiterverfolgte Hafensprojekt Scharhörn entstanden. Zusätzlich wurden KFKI-Karten der Jahrgänge 1976 und 1979 eingesetzt. Die genannten Vermessungsunterlagen für den Zeitraum 1965 bis 1979 sind nach einheitlichen Kriterien entstanden und entsprechen den Genauigkeitsanforderungen, die erst eine Vergleichbarkeit untereinander gewährleisten. Aufgrund eines günstig gewählten Beschickungsverfahrens mit geringen Entfernungen zwischen Peil- und Pegelort konnte der Beschickungsfehler auf rd. 10 cm begrenzt werden (GÖHREN, 1968). Gerätetechnische Unsicherheiten liegen zwischen 1 % der Tiefe bei den Aufnahmen der Forschungsgruppe Neuwerk (GÖHREN, 1968) bzw. bei 0,25 % oder 5 cm vom Endwert bei den KFKI-Karten (SCHLEIDER, 1981). Allerdings können nach GÖHREN Salzgehaltsschwankungen bei größeren Wassertiefen Fehler im dm-Bereich verursachen (bei 20 m Wassertiefe bis 40 cm).

Bei der ursprünglich im MORAN-Projekt angestrebten Absicht, die Kartenvergleiche fortzuführen, wurde offensichtlich, daß dies mit einer ausreichenden Genauigkeit nicht durchführbar ist. Grund dafür ist ein festzustellender Bruch zwischen den Kartenunterlagen der Jahrgänge 1965 bis 1979 und den vom WSA Cuxhaven für das Gebiet des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes herausgegebenen Kartenjahrgängen für die 80er Jahre.

Der festgestellte Bruch zwischen den Kartenjahrgängen bis 1979 und ab 1981 ist als Gesamtwirkung mehrerer Faktoren anzusehen:

- unterschiedliche Beschickungsverfahren
- unterschiedliche Kartenmaßstäbe
- Gerätefehler
- Salzgehaltsschwankungen

Die größte Unsicherheit liegt auf Seiten der Beschickung. Den älteren Kartenjahrgängen liegt ein Beschickungsverfahren auf der Basis der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Tidewelle zugrunde, bei dem ein Korrekturwert für das Wasserstandsgefälle zwischen Peil- und Pegelort berücksichtigt wurde (GÖHREN, 1968). Bei den Vermessungen des WSA Cuxhaven kam ein Verfahren zum Einsatz, bei dem die mittleren Tidekurven am Bezugspegel Cuxhaven und am Peilort als Beschickungsgrundlage dienten. Zwischen beiden Verfahren sind in Einzelfällen 50 cm übersteigende Differenzen beobachtet worden. Aufgrund der durchaus wünschenswerten Kooperation zwischen den verschiedenen mit Vermessungsaufgaben beauftragten Institutionen sind in den WSA-Karten auch Vermessungen enthalten, die vom Deutschen Hydrogra-

phischen Institut (DHI) aufgenommen wurden. Hierbei wurde eine auf nautische Zwecke abgestimmte Meßtheorie angewendet, bei der hauptsächlich Mindesttiefen im Vordergrund stehen. Die Ungenauigkeiten bei der Tiefenbestimmung können eine Größenordnung von bis zu 50 cm erreichen.

Die Datenkollektive der Bilanzhöhen für die Vergleiche der Kartenjahrgänge 1965 bis 1979 und ab 1981 gehen nicht kontinuierlich ineinander über. Es ist ein Bruch in einer Größenordnung von um 30 cm feststellbar, wie es in Abbildung 4 für Teile des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes dargestellt ist. Die Auswertungen der Umsatzhöhen und mittleren Geländehöhen lassen ein gleiches Verhalten erkennen (SCHÜLLER, 1992).

Bei der Bearbeitung von Kartenmaterial aus dem Bereich des Mühlenberger Loches, der Außeneste und des Nessandes hat SIEFERT (1984) ebenfalls einen Bruch von 30 bis 40 cm bei den Kartenvergleichen ab 1981 festgestellt.

Die Ausarbeitung einer Diskontinuität in den Kartenunterlagen bei Analysen auf der Grundlage der MORAN-Rastermethode belegt die Sensibilität dieses Verfahrens.

Bei Kenntnisnahme der Unsicherheiten bei den Kartenjahrgängen ab 1981 – die mit großer Wahrscheinlichkeit auf die Verwendung unterschiedlicher Beschickungsverfahren zurückzuführen sind – bleibt festzuhalten, daß diese für Detailuntersuchungen und Kartenvergleiche in der beabsichtigten Form unbrauchbar sind.

Im Hinblick auf Beweissicherungen oder Planungen im Küstenbereich ist die Kontinuität der Vermessungsunterlagen ein wesentliches Kriterium, damit Fehlinterpretationen minimiert werden können. Die Kartenauswertung stellt hohe Anforderungen an die Vermessung. Eine Vereinheitlichung der Beschickungsverfahren und der Meßpunktdichte sind notwendige Forderungen, wenn es darum geht, morphodynamische Entwicklungen über längere Zeiträume im Detail erkennen zu können.

2.3 Die MORAN-Funktion

Im Rahmen des MORAN-Projektes wurde geprüft, ob die Änderungen der topographischen Höhe h über die Zeit t für eine Fläche durch eine entsprechende mathematische Funktion

$$h = F(t)$$

formuliert werden können. Diese Formel muß folgende Voraussetzungen erfüllen (nach SIEFERT, 1983):

- 1) Für eine Fläche beginnt die Höhenänderung h im Ursprung und läuft mit der Zeit asymptotisch auf einen Höchstwert h_{\max} zu. Die maximalen Höhenunterschiede im Wattgebiet der inneren Deutschen Bucht liegen um 20 m. Die mittleren Höhenänderungen werden normalerweise weit darunter bleiben.
- 2) Der asymptotische Grenzwert h wird, je nach Energiespektrum (Art und Beschaffenheit der Scherbeanspruchung) und nach Art und Beschaffenheit des Sediments (Scherfestigkeit), unterschiedlich groß sein.
- 3) Auch der Zeitraum a bis zum Erreichen des Wertes h_{\max} wird, je nach Energiespektrum, unterschiedlich groß sein. Je schneller h_{\max} erreicht ist, desto stärker überwiegen die kurzfristigen die langfristigen morphologischen Veränderungen, bzw. desto größer ist die morphologische Varianz.
- 4) Die mittlere Höhenänderung pro Jahr ist eine Funktion der Zeit, d. h. der Anzahl a Jahre des Vergleichszeitraumes. Je länger der Vergleichszeitraum wird, desto kleiner muß die

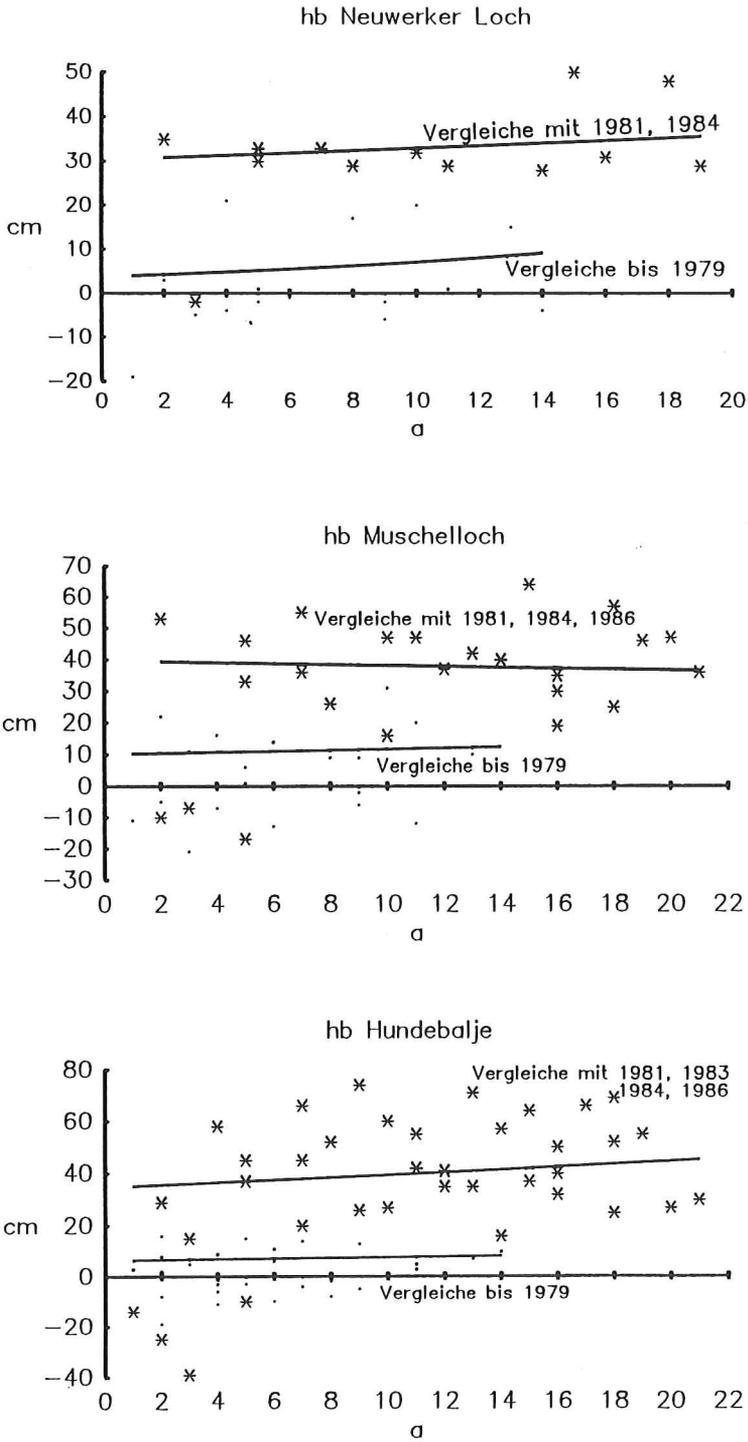


Abb. 4: Bilanzhöhen der Kartenvergleiche bis 1979 bzw. bis 1986 für verschiedene Prielgebiete

darüber gemittelte jährliche Höhenänderung werden. Sonst wäre es auch unmöglich, zu einem asymptotischen Höchstwert h_{\max} zu gelangen.

- 5) Wenn eine Analyse von Daten aus unterschiedlichen Zeiträumen durchgeführt wird, müssen eventuelle Änderungen des Energiespektrums berücksichtigt werden.

Die bisherigen Arbeiten im Rahmen des MORAN-Projektes (STEFERT, 1987) haben gezeigt, daß die Umsatzhöhe h_u (cm) über den Vergleichszeitraum a (J) als Sättigungsfunktion

$$h_u = \bar{h}_u(1 - e^{-a/a_0})$$

bestimmt werden kann. Hierbei gibt a als einzige Veränderliche einen Betrachtungszeitraum (den Zeitraum zwischen zwei topographischen Aufnahmen) an, nicht aber die fortlaufende Zeit. Die asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u (cm) ist ein (theoretisch erst für sehr große a erreichbare) mittlerer Höchstwert für h_u ; a_0 steht für den Zeitraum, in dem \bar{h}_u bei gleichsinniger, linearer Veränderung der Topographie erreicht werden würde. Die Steigerung im Ursprung beträgt \bar{h}_u/a_0 (cm/J) und entspricht somit der Umsatzrate.

Es läßt sich allerdings nur dann eine Sättigungsfunktion erreichen, wenn die Bilanzhöhe h_b bei Zunahme des Vergleichszeitraumes a gegen Null geht oder sich auf ein bestimmtes Niveau einpendelt. Wenn h_b auch bei zunehmenden a im Verhältnis zu h_u wächst, deutet das auf eine säkulare Höhenänderung (während des Vergleichszeitraumes) hin, bzw. wird Voraussetzung 1 (s. o.) nicht mehr erfüllt.

2.4 Die morphologischen Parameter

Aus der Sättigungsfunktion lassen sich drei morphologische Parameter ermitteln (HORSTEDTE, 1989):

- 1) die asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u :
der Höhenunterschied im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex erreicht in der Ostertill einen Höchstwert von etwa 20 m. Bei einer Verlagerung der Till könnte h_u demnach theoretisch einen Wert von etwa 20 m erreichen. Normalerweise wird er aber weit darunter bleiben. In stabilen Gebieten, d.h. Gebiete, wo h_b über größere Zeiträume um Null schwankt, erlaubt h_u eine Aussage über die maximalen Höhenänderungen, die in diesen Gebieten auftreten können. Im intertidalen Bereich westlich von Scharhorn (Foreshore) wird h_u beispielsweise in etwa der Höhe der durchziehenden Brandungsbänke entsprechen.
- 2) die morphologische Varianz β als reziproker Wert von a_0 :
der Zeitraum bis zum Erreichen von \bar{h}_u ist in einzelnen Gebieten je nach Energiespektrum unterschiedlich groß. So wird in einem Gebiet, das vom kurzfristig auftretenden Wechsel der äußeren Kräfte geprägt wird, wie der Foreshore, die Morphologie von kurzfristigen Änderungen geprägt werden. Dies bedeutet, daß \bar{h}_u schnell erreicht wird bzw. β groß ist. In anderen Gebieten wird die Morphologie dagegen von langfristigen Tendenzen maßgebend beeinflusst. Die Scharhörner Plate verlagert sich beispielsweise unter Einfluß des Meeresspiegelanstieges schon über 100 Jahre ostwärts (siehe Kap. 2.3). Konsequenterweise wird \bar{h}_u hier erst nach langer Zeit eintreten und wird β sehr gering sein. Somit erlaubt β eine Aussage über die Dauer der gleichbleibenden Tendenzen – Erosion oder Sedimentation – eines Gebietes.
- 3) die Umsatzrate \bar{h}_u/a_0 :
dieser Parameter entspricht der Steigung im Ursprung und wird in cm/Jahr ausgedrückt. Da

$$\bar{h}_u/a_0 \geq h_u \quad (a = 1 \text{ Jahr})$$

gibt die Umsatzrate nicht nur einen Wert für die gemessene mittlere jährliche Umsatzhöhe zwischen zwei Aufnahmen, sondern auch einen Hinweis auf die weiterhin ablaufenden Umlagerungen. Somit erlaubt die Umsatzrate eine allgemeine indikative Aussage über die morphologische Aktivität (Morphodynamik) eines Gebietes während des Betrachtungszeitraumes und läßt sich direkt mit dem Energiespektrum (Scherbeanspruchung) des Gebietes korrelieren.

3. Morphodynamik des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes

3.1 Bilanzanalysen

Die Untersuchungen im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex basieren aufgrund der im Kapitel 2.2 geschilderten Einschränkung auf Kartenmaterial aus dem Zeitraum 1965 bis 1979. Es liegen acht Vermessungsjahrgänge vor, die das Küstenvorfeld einschließlich der Wattflächen abdecken. Für die in Abb. 5 dargestellten Rasterfelder von 1 km² (Kleinen Einheiten) wurden jeweils die Bilanzwerte der Kartenvergleiche 1965–66, 66–68, 68–70, 70–72, 72–74, 74–76 und 76–79 betrachtet. Mit der Berechnung der Ausgleichsgeraden für die Bilanzhöhenwerte jeder Kleinen Einheit werden die Höhenänderungen im Untersuchungszeitraum verdeutlicht.

3.1.1 Ergebnisse

Abbildung 5 zeigt die unterschiedlichen Entwicklungen für die einzelnen Kleinen Einheiten des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes. Die Verteilung der Steigungsmaße der Ausgleichsgeraden für die Rasterfelder erlaubt eine Gliederung des Wattkomplexes in Gebiete mit bevorzugtem Abtrag oder Anwachs.

Im Watt vor der Festlandsküste Cuxhavens über Neuwerk hinweg bis westlich einer Linie Scharhörner-Unterer Wittsand sind die Bilanzhöhen niedrig. Die Sedimentations- bzw. Erosionshöhen betragen < 5 cm/J und zeichnen dieses Gebiet als relativ höhenstabilen Wattkern aus. Aber dennoch lassen sich für das Wattkerngebiet Zonen unterschiedlicher Entwicklungstendenzen erkennen.

Die Wattflächen zwischen der Festlandsküste und Neuwerk (Neuwerker Watt) erreichen auf der Wattwasserscheide maximale Höhen von SKN + 1.70 m. Die Höhenlage der Wattwasserscheide hat sich nach Untersuchungen von SIEFERT und LASSEN (1987) als stabil erwiesen. Die für Kleine Einheiten ermittelten Bilanzhöhen in diesem Wattgebiet tendierten zwischen 1965 und 1979 jedoch zu Materialabträgen. Bei stabiler Höhenlage der Wattwasserscheide verbleiben nur die tieferliegenden und durch Prielsysteme zergliederten Wattareale, in denen Material abgetragen wurde. Zudem ist zu erkennen, daß durch rückschreitende Erosion die Priele in Richtung auf die Wattwasserscheide vorgedrungen sind (vgl. Abb. 6). Ursachen für diese Entwicklung werden in Kapitel 3.3 diskutiert.

Auf den Wattflächen zwischen Neuwerk und der Düneninsel Scharhörner (Scharhörner Watt) wechseln Kleine Einheiten mit Anwachs- und Abtragstendenzen ab. Südöstlich Scharhörners schließt sich ein Wattgebiet mit Materialgewinnen an, die sicherlich in Zusammenhang mit der generellen Südost-Bewegung der Scharhörnerplate zu werten sind. Westlich einer Linie Scharhörner-Oberer Wittsand wird die Bilanzhöhenentwicklung differenzierter; insgesamt verzeichnete das Scharhörner Watt zwischen 1965 und 1979 aber einen leichten Materialzuwachs (vgl. Tab. 1).

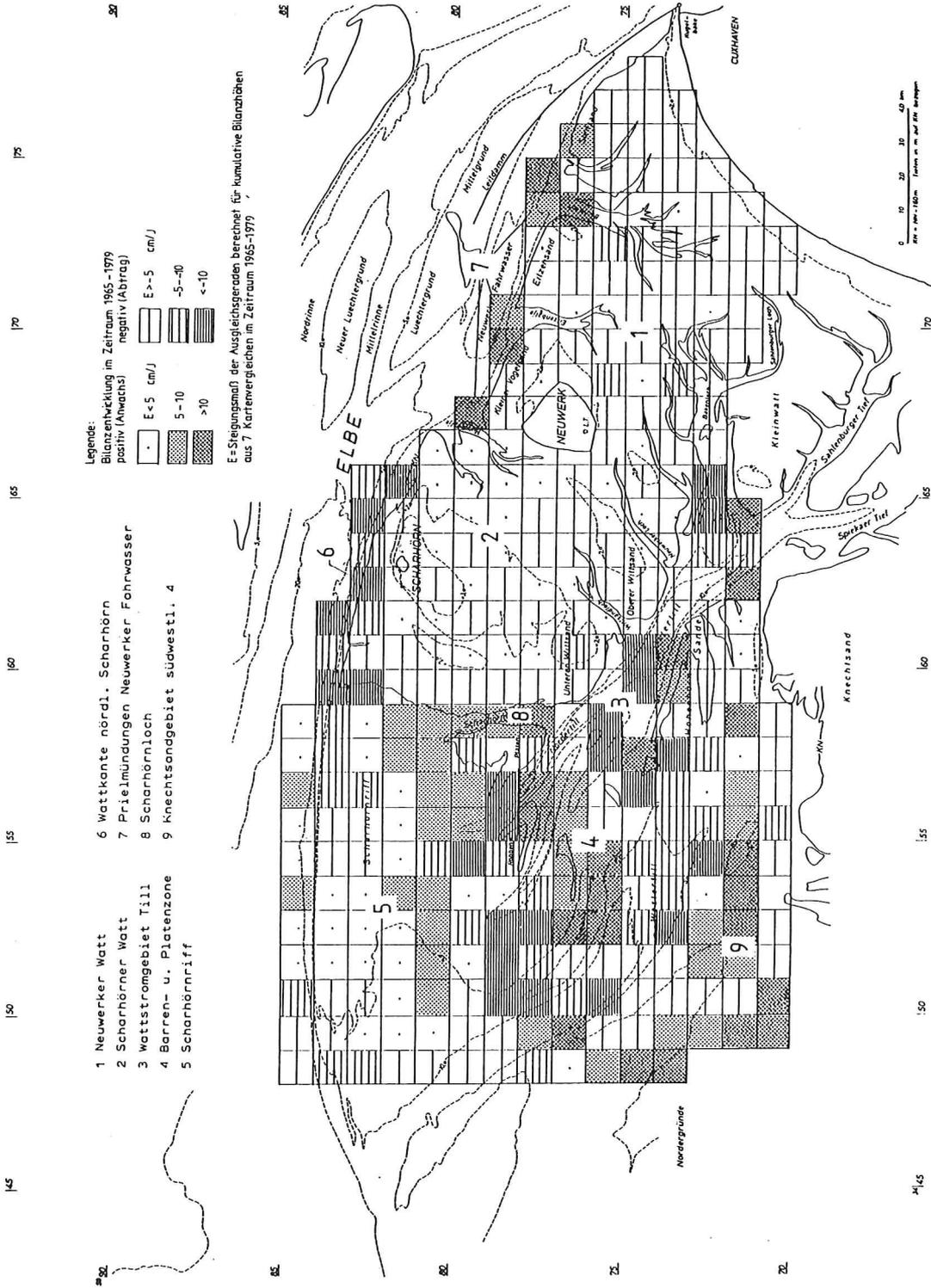


Abb. 5: Entwicklung der Bilanzhöhen zwischen 1965-1979 im Küstenvorfeld zwischen Auenelbe und Knechtsand

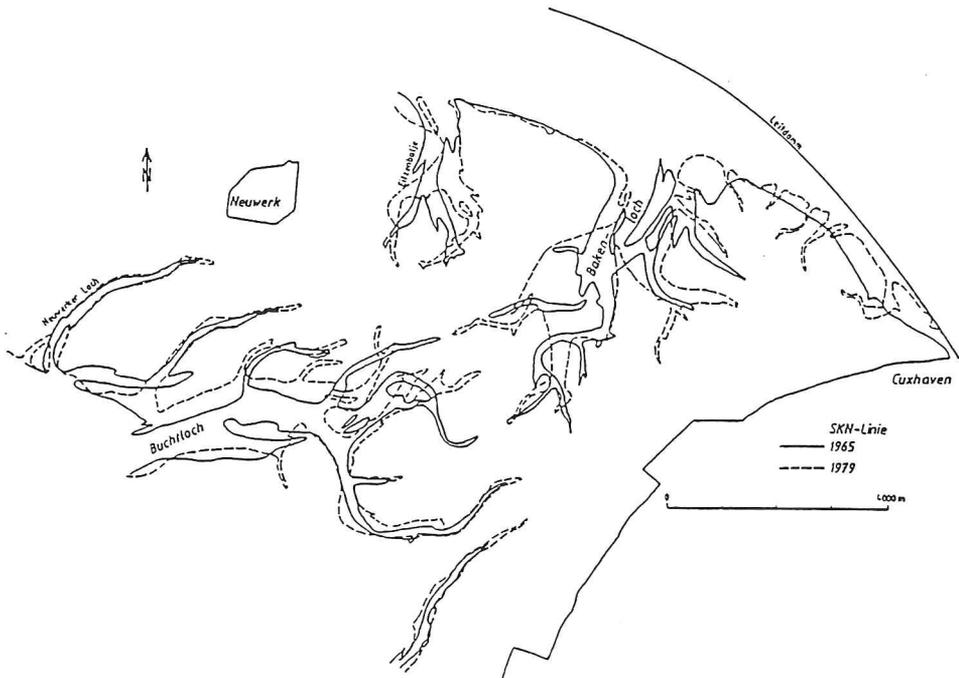


Abb. 6: Priele im Neuwerker Watt

Die Bilanzhöhenentwicklung in dem durch niedrige Bilanzhöhen ($< \pm 5$ cm) ausgezeichneten Wattkerngebiet umfaßt Wattflächen unterschiedlicher Höhenlagen, Exposition und Seegangs- bzw. Strömungsbeeinflussung. Die bei der Umsatzanalyse für morphologisch unterschiedliche Gebiete berechneten Umsatzhöhen (SIEFERT, 1983, 1987; HOFSTEDE und SCHÜLLER, 1988; HOFSTEDE, 1989) spiegeln sich nicht in einer entsprechenden Bilanzhöhen-differenzierung wider. Dies sei nochmals ein Hinweis dafür, daß sich aus unterschiedlichen Umsatzhöhen nicht zwingend entsprechende Bilanzhöhen ableiten lassen.

Ein Gebiet mit ebenfalls nur niedrigen Bilanzhöhen von meist < 5 cm/J ist das zur Nordsee hin abtauchende Scharhörnriff. Ein Wechsel zwischen Anwachs- und Abtragsflächen ist die Regel. Der Korrelationskoeffizient der Bilanzhöhenentwicklung ist niedrig, $r \approx 0,5$. Das Auf und Ab der Geländehöhen resultiert aus dem ständigen Aufbau und ostwärtigem Vortrieb von Sandrücken und Brandungsbänken, wie sie bei GÖHREN (1970, 1975) beschrieben werden. Der Wattstrom Till ist durch negative Entwicklungen der Bilanzhöhen in Kleinen Einheiten geprägt, wie sie vor allem in Verengungszonen und Prielmündungen hervortreten.

Im Ebbedelta der Till liegen die Barren und Platen der Hohenhörnsände und Robbenplatten. Dieses Gebiet mit maximalen Höhendifferenzen > 15 m ist morphologisch stark gegliedert. Die Tideströmung schafft hier V-förmige Sandbänke, die von Ebbe- und Flutrinnen zerschnitten werden. Diese Sandbänke entsprechen nach Lage und Form den Riffbögen am seewärtigen Ausgang der Seegaten zwischen den Friesischen Inseln. Aus dem Zusammenwirken zwischen starker Reliefierung und intensivem Angriff von Strömung und Seegang resultieren Höhenänderungen (Bilanzen) von $> \pm 10$ cm/J.

In nachfolgender Tabelle sind die Bilanzierungen für den Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex zusammengestellt.

Tabelle 1. Bilanzierungen für den Zeitraum 1965–1979 im Küstenvorfeld zwischen Außenelbe und Knechtsand

	Fläche [km ²]	Bilanz: [Mio m ³]	-Abtrag/+Anwachs [Mio m ³ /km ²]	Höhenänderung [cm/km ²]
1. Neuwerker Watt	54	-8.90	-0.17	-17
2. Scharhörner Watt	54	+3.0	+0.06	+6
3. Wattstrom Till	25	-12.09	-0.48	-48
4. Robbenplatten, Hohenhörnsände	82	-27.50	-0.29	-29
5. Scharhörnriff	54	-4.51	-0.08	-8
6. Ästuarrand Scharhörner	10	-11.19	-1.12	-112
7. Prielmündungen zum Neuwerker Fahrwasser	7	+12.33	+1.76	+176
8. nordwestl. Knecht- sandgebiet	22	+17.94	+0.82	+82
Gesamt	308	-30.91	-0.10	-10
Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex (ohne 8.)	286	-48.85	-0.17	-17

3.2 Umsatzanalysen

Materialumlagerungen im Wattgebiet treten auf, wenn die von den äußeren Kräften verursachte Scherbeanspruchung an der Sohle größer wird als die Scherfestigkeit des Sedimentkörpers. Die auf der Sohle einwirkenden äußeren Kräfte sind die durch Wind verursachte Triftströmung, die Orbitalströmung der Wellen und die Tideströmung des Wasserkörpers (Kap. 1.3.2). Wenn die Wattoberfläche trockenliegt, kann der Wind auch direkt auf die Sohle einwirken. Somit unterliegt die Scherbeanspruchung einem ständigen, von planetarischen und meteorologischen Einflüssen induzierten Wechsel. Die Scherfestigkeit des Sedimentkörpers ist in erster Linie von den Eigenschaften des Materials (Korngröße, -form, Kohäsion, Packung, usw.) abhängig. Aber auch die Richtung und Geschwindigkeit der Scherbeanspruchung sowie die früheren Materialverlagerungen und die Besiedlung können Einfluß auf die momentane Scherfestigkeit haben.

3.2.1 Ergebnisse

Die Auswertungen mit Hilfe der Sättigungsfunktion (Kap. 2.3) zeigen, daß sich der Wattkomplex morphodynamisch unterteilen läßt. Anhand der Parameter *Asymptotische Umsatzhöhe* \bar{h}_u (cm), *morphologische Varianz* β (J⁻¹) und *Umsatzrate* \bar{h}_u/a_0 (cm/J) wurden sieben morphodynamische Einheiten sowie ein anthropogen beeinflusstes Gebiet charakterisiert (Abb. 7). In Tabelle 2 sind für die Teilbereiche jeweils die Kennwerte der drei Parameter aufgeführt. Es soll nochmals darauf hingewiesen werden, daß die ermittelten Parameter Mittelwerte über den Zeitraum 1965–79 darstellen.

Hobes Watt

Das Hohe Watt liegt über NN und umfaßt den eigentlichen Kernbereich des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes.

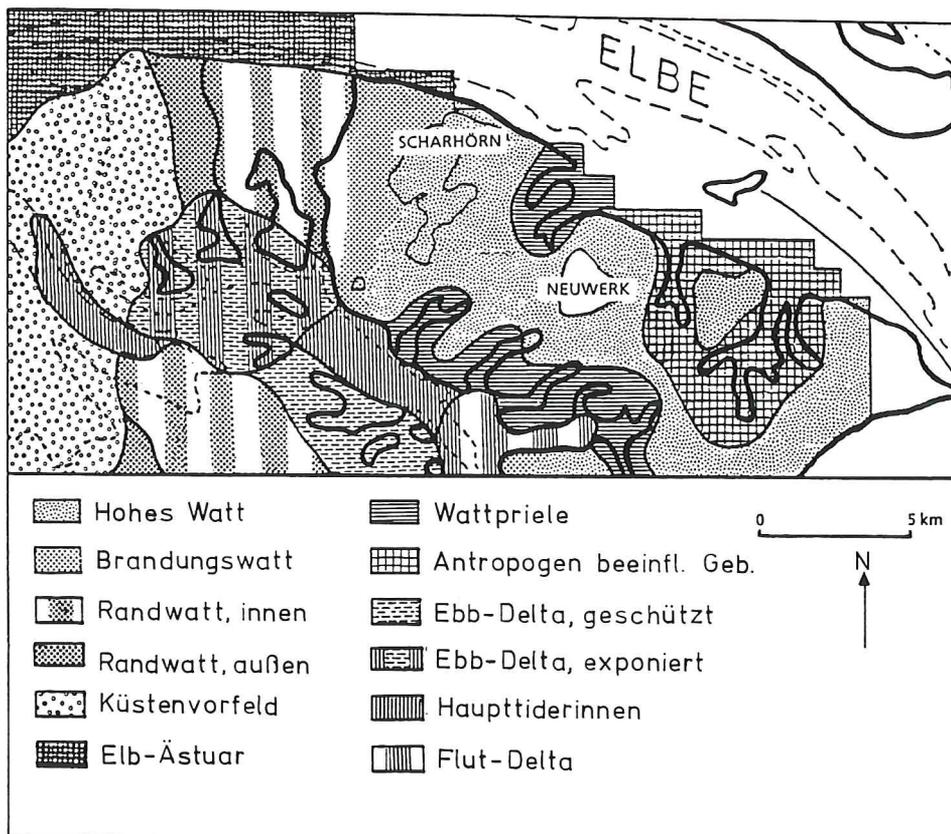


Abb.7: Untergliederung des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes in Teilgebiete unterschiedlicher Morphodynamik

Die \bar{h}_u -Werte in diesem Bereich entsprechen den maximalen Höhenänderungen, die während einer Sturmflut auftreten können (REINECK, 1976). Dies ist ein Hinweis dafür, daß die Morphodynamik des hohen Wattes maßgeblich von Sturmfluten bestimmt wird, wie das auch von GÖHREN (1968) postuliert wurde. Die sehr geringen \bar{h}_u/a_0 -Werte deuten darauf hin, daß in diesem Bereich, außer während der seltenen Sturmflutereignisse, insgesamt sehr wenig Höhenänderungen auftreten. Die morphologische Varianz β ist recht unterschiedlich. Sehr geringe β -Werte werden auf der Scharhörner Plate registriert, was gut mit der stetigen ostwärtsgerichteten Verlagerung der Plate seit Mitte des letzten Jahrhunderts übereinstimmt (HOFSTEDE, 1991a).

Wattpriele

Die Wattpriele sind die in das Hohe Watt eingeschnittenen Rinnen mit Wassertiefen bis -6 m NN. Sie funktionieren als Be- und Entwässerungsrinnen des Hohen Wattes.

Die \bar{h}_u -Werte liegen um 71 cm. Obwohl lokal sicher Höhenänderungen bis 7 m auftreten können und auch werden, liegen die über den gesamten Bereich gemittelten maximalen Höhenänderungen viel niedriger. Die Werte liegen trotzdem erheblich höher als im Hohen Watt, was vor allem durch die Konzentration des Tidewassers in den Prielen verursacht wird. Dies wird auch durch die viel höheren Umsatzraten belegt. Wie auf dem hohen Watt ist die

Tabelle 2. Untergliederung des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes anhand der morphologischen Parameter \bar{h}_u , β und \bar{h}_u/a_0

Teilgebiet	n*	\bar{h}_u (cm)	β (J ⁻¹)	\bar{h}_u/a_0 (cm/J)
Hohes Watt	54	28	0,19	5,3
Wattpriele	18	71	0,20	16,4
Seegat Till:				
– Flut Delta	8	232	0,18	42,9
– Haupttiderinnen	13	212	0,14	29,1
– Ebb Delta				
– exponiert	37	274	0,16	44,1
– geschützt	13	153	0,14	20,1
Küstenvorfeld	41	90	0,23	20,5
Randwatt				
– Außenzone	5	86	0,56	47,8
– Innenzone	44	117	0,16	19,2
Brandungswatt	12	84	0,30	25,5
Elb-Ästuar	30	84	0,53	43,9
Anthropogen beeinflusste Gebiete:				
– Neuwerker Fahrwasser	7	357	0,09	31,0
– Buchtloch und Eitzenbalje	20	109	0,22	24,2
Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex	275	117	0,20	23,5

*: n = Anzahl der berücksichtigten Kleinen Einheiten

morphologische Varianz auch in den Wattprielen recht unterschiedlich, wobei die Werte auf der Nordseite des Wattes etwas geringer erscheinen als auf der Südseite.

Eine genaue Analyse der Morphodynamik in ausgewählten Prielsystemen wird in Kap. 3.3 vorgestellt.

Seegat Till

Südlich des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes liegt das Seegat Till. Es läßt sich als Hauptbe- und Entwässerungsrinne eines Watteinzugsgebietes morphometrisch in ein Flut-Delta, ein Ebb-Delta und Haupttiderinnen (Oster- und Westertill) untergliedern.

Der gesamte Seegatbereich wird durch hohe bis sehr hohe \bar{h}_u - und kleine bis sehr kleine β -Werte gekennzeichnet. Die hohen bis sehr hohen \bar{h}_u -Werte werden durch das starke Relief verursacht, was dazu führt, daß geringe horizontale Verlagerungen der Rinne große Höhenänderungen an den Rändern bewirken. Die kleinen bis sehr kleinen β -Werte deuten auf eine langfristig gleichbleibende Tendenz hin, die gut an die von GÖHREN (1965) beschriebene säkulare nordostgerichtete Verlagerung der Seegats zwischen Jade und Elbe anschließt.

Die Umsatzraten sind in den Teilbereichen des Seegates unterschiedlich:

- In den Haupttiderinnen liegen die Umsatzraten um 29 cm/J, etwa 1,8 mal so hoch wie in den Wattprielen.
- Im Flut-Delta liegen die Umsatzraten um 43 cm/J. Hier münden die meisten Wattpriele, was dazu führt, daß der Stromstrich in den Rinnen sehr unregelmäßig verläuft. Es werden sich also an vielen Stellen Prall- und Gleithänge bilden. So wurde zum Beispiel im Bakenloch zwischen 1976 und 1979 an einem Prallhang (1000 × 200 m) etwa $1,2 \times 10^6$ m³ Sand erodiert, d. h. eine flächenhafte Vertiefung von 6 m, während an dem gegenüberliegenden Gleithang etwa $0,8 \times 10^6$ m³ Sand sedimentiert wurde.
- Das Ebb-Delta läßt sich in einen exponierten (Robben Plate) und einen geschützten

(Höhenhörn Sände) Teilbereich zweiteilen. Erstens kann der primäre Seegang direkt bis an die Robben Plate gelangen. Zweitens passiert hier mit jeder Tidephase fast zweimal soviel Tidewasser als bei den Höhenhörn Sänden (SIEFERT, 1976). Diesen hydrologischen Unterschied findet man in den unterschiedlichen Umsatzraten (44 resp. 20 cm/J) der beiden Teilbereiche wieder.

Küstenvorfeld

Dieser Bereich umfaßt das Gebiet westlich des Wattsockels außerhalb der Haupttiderinne Westertill. Die obere Genze liegt im untersuchten Gebiet etwa bei -6 m NN. Hier findet man einen Profilknick, der ursächlich mit den hier einsetzenden Seegangsenergieeinwirkungen auf die Sohle verknüpft ist.

Der Bereich ist gekennzeichnet durch mittlere \bar{h}_u -, mittlere β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte. Die Materialumlagerungen werden hier fast ausschließlich durch die Tidedestromungen verursacht. Obwohl die Tidedestromungen vergleichbar sind mit denen in den Haupttiderinnen, liegen die Umsatzraten mit 20 cm/J deutlich niedriger. Dies wird durch das Fehlen einer Rinnenstruktur, wodurch überhaupt keine Prall- und Gleithangbildung möglich ist, verursacht.

Randwatt

Das Randwatt ist die äußere Zone des Wattsockels. Es läßt sich topographisch in eine reliefreiche Außen- und eine reliefarme Innenzone untergliedern. Die untere Grenze der Außenzone formt den schon erwähnten Profilknick um -6 m NN, die obere Grenze der Innenzone liegt um MTnw.

Auch morphodynamisch läßt sich das Randwatt in eine Außen- und Innenzone zweiteilen:

- Die Außenzone ist etwa 1,5 km breit und weist Wassertiefen zwischen -6 und -2 m NN auf. Sie wird durch mittlere \bar{h}_u -, sehr große β - und sehr hohe \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet. Diese ausgeprägte Morphodynamik läßt sich folgenderweise erklären. Bedingt durch die Seegangsenergieeinwirkungen werden in einer Tiefe von etwa -6 m NN Sandbänke geformt. Diese Sandbänke verlagern sich ostwärts, wodurch sich an der Wellenbasis neue Bänke bilden können. Die \bar{h}_u -Werte von etwa 86 cm geben einen Hinweis auf die Höhe der Sandbänke, die sehr großen β -Werte deuten auf ihre schnelle Verlagerung hin. Die sehr hohen Umsatzraten schließlich verweisen auf eine hohe Scherbeanspruchung, wie sie in dieser Brandungszone vorgegeben ist.
- Die Innenzone des Randwattes schließt landseitig an die Außenzone an. Sie ist eine etwa 3,5 km breite Zone, gekennzeichnet durch mittlere bis hohe \bar{h}_u -, kleine β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte. Die relativ hohen \bar{h}_u -Werte werden wahrscheinlich durch Verlagerungen der Tiderinnenausläufer verursacht. Die kleinen β - sowie die mittleren \bar{h}_u/a_0 -Werte deuten darauf hin, daß sich in dieser Zone keine oder kaum Sandbänke bilden und verlagern bzw., daß in dieser Zone kaum Seegangsenergie umgewandelt wird.

Brandungswatt

Das Brandungswatt liegt direkt westlich der Scharhörner Plate zwischen MTnw und MThw (eulitoraler Bereich). In dieser etwa 3 km breiten Zone werden gleichzeitig bis zu fünf sich ostwärts verlagernde Brandungsbänke unterschieden.

Das Brandungswatt wird durch niedrige bis mittlere \bar{h}_u -, mittlere bis große β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet.

Die \bar{h}_u -Werte von 84 cm entsprechen in etwa der Höhe der durchziehenden Brandungsbänke. Die β -Werte sind relativ hoch, was auf einen kurzfristigen Wechsel der Tendenzen, bedingt durch die durchziehenden Brandungsbänke, hindeutet.

Es zeigt sich also, daß im Brandungswatt und in der Außenzone des Randwattes in etwa die gleichen morpho- und hydrologischen Prozesse vorherrschen. Die Umsatzraten sind im Brandungswatt jedoch nur etwa halb so hoch wie in der Außenzone des Randwattes. Dieser Unterschied wird verständlich, wenn man bedenkt, daß sich während ruhiger Wetterlagen in der Außenzone 83 % und im Brandungswatt nur 17 % des primären Seeganges umwandeln (HOFSTEDE, 1991a).

Elb-Ästuar

Der Nordrand des untersuchten Gebietes wird durch die Südflanke des Elb-Ästuars gebildet. Westlich von Scharhörn kann der Höhenunterschied auf einer Strecke von 200 m über 20 m betragen. Dieser Bereich wird durch mittlere \bar{h}_u -, sehr große β - und sehr hohe \bar{h}_u/a_0 Werte gekennzeichnet.

Die sehr hohen Umsatzraten deuten auf einen intensiven Materialtransport entlang der Nordflanke des Scharhörnriffes hin. Die sehr großen β -Werte sind ein Hinweis dafür, daß dieser Bereich keiner säkularen Entwicklung unterliegt. Alte Seekarten belegen, daß die Südflanke der Elbe westlich von Scharhörn schon seit Jahrhunderten in seiner heutigen Lage verharret. Die nur mittleren \bar{h}_u -Werte deuten darauf hin, daß die Gesamttopographie des Gebietes relativ stabil ist.

Anthropogen beeinflusste Gebiete

Ein Teil des untersuchten Gebietes ist deutlich durch menschliche Eingriffe beeinflusst. Diese Gebiete sind immer einzeln zu bewerten, weil das Eingreifen jedesmal quantitativ und qualitativ unterschiedlich sein kann. Im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex wurden die künstlichen Störungen durch die Verklappungen großer Baggermengen aus der Elbe im Neuwerker Fahrwasser und durch den Bau des Leitdammes an der Nordgrenze des untersuchten Gebietes verursacht. Die Verklappungen im Neuwerker Fahrwasser führten zu sehr hohen \bar{h}_u - und sehr kleinen β -Werten, was auf eine (künstliche) säkulare Veränderung hindeutet.

Der Bau des Leitdammes hat nach GÖHREN (1970) dazu geführt, daß die morphologische Aktivität des Buchtloches stark zunahm. Dies wird auch deutlich, wenn man die hohen \bar{h}_u - und mittleren bis hohen \bar{h}_u/a_0 -Werte der Prielsysteme Buchtloch und Eitzenbalje betrachtet.

Als drittes Beispiel menschlichen Eingreifens kann das Aufspülen der zweiten Vogelinsel Nigehörn in 1989 direkt südlich von Scharhörn genannt werden. Es wird interessant sein, die Folgen dieser Aufspülung anhand des MORAN-Verfahrens zu untersuchen.

3.3 Fallbeispiel Prielsysteme

In den Prielen eines Wattgebietes wird die Morphodynamik von ungleich vielfältigeren Rahmenbedingungen gesteuert als es bei den rein terrestrischen Flußsystemen der Fall ist, die durch die herrschenden Gefälleverhältnisse geprägt sind. Bei der Gestaltung der Wattwasserläufe wirken Tideverhältnisse, Seegang und Wellenbeugungsprozesse mit.

Entscheidend für die Morphodynamik ist der Wechsel der Wasserstände, die durch das Zusammenwirken des übergeordneten Tidegeschehens der Nordsee und der topographischen Küstenkonfiguration bestimmt wird. Bis in die 60er Jahre dieses Jahrhunderts lassen sich die Veränderungen der Tidewasserstände als periodische Schwankungen nachverfolgen (MÜGGE und Vischer, 1988). Etwa ab 1965 hat eine überdurchschnittliche Absenkung des MTnw eingesetzt, die aus der Periodizität ausbricht und bis etwa 1979 einen Tiefstand erreicht. Die morphologische Auswirkung dieser MTnw-Entwicklung wird mittels der Analyse von Bilanz- und Umsatzhöhen aus dem vorliegenden Kartenmaterial herausgearbeitet. In Abbil-

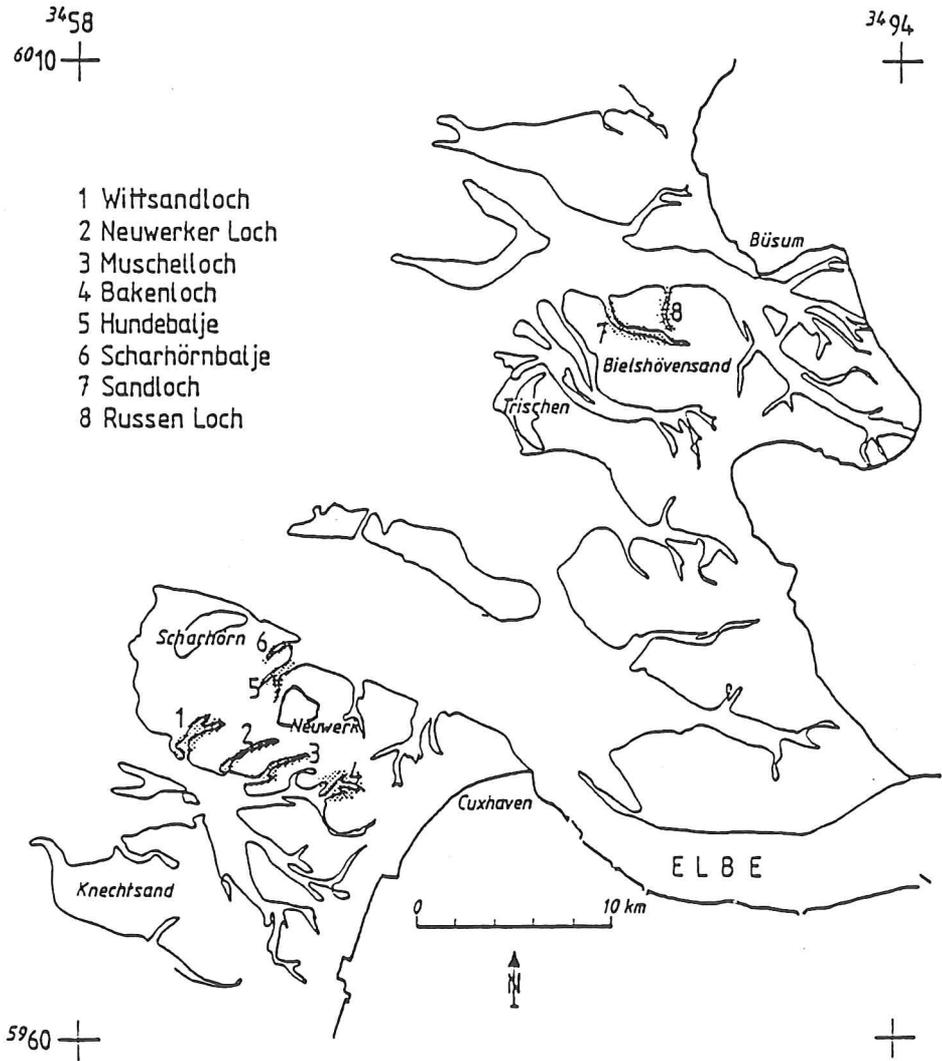


Abb. 8: Übersichtsplan mit den untersuchten Prielgebieten

dung 8 sind die untersuchten Priele des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes gekennzeichnet.

3.3.1 Materialhaushalt der Priele

Der Materialhaushalt in den Prielel wechselt zwischen akkumulativen und erosiven Phasen, wie sie in Tabelle 2 zu ersehen sind. Bei zwei Prielel (Wittsandloch, Muscheloch) endet die Entwicklung mit deutlichen Erosionshöhen. In den anderen Prielel übersteigt die Bilanzhöhe am Ende des Untersuchungszeitraumes nicht die Bilanzhöhen der einzelnen Kartenvergleiche. Zur Beurteilung des morphologischen Geschehens ist es daher unerlässlich, auch die einzelnen Vergleiche zu werten.

Tabelle 3. Bilanzhöhen in Prielen des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes: Sedimentations-, Erosionshöhe in cm

	Fläche ha	Kartenvergleiche							Σ
		65/66	66/68	68/70	70/72	72/74	74/76	76/79	
Wittsandloch	26	-12	12	-13	-14	-3	-4	-18	-52
Neuwerker Loch	11	-35	36	20	14	-29	28	-21	13
Muschelloch	20	1	3	-1		-8	-13	-6	-35
Bakenloch	275	8	-18	9	-6	7	-1	9	8
Scharhörnbalje	39	3	3	10	9	0,3	47	-70	2
Hundebalje	29	-1	4	-12	19	-20	12	7	9

(1 cm Höhenänderung = 100 m³/ha)

Die Bilanzhöhen in Tabelle 3 lassen erkennen, daß ein absinkendes Tideniedrigwasser (um 1965, ab 1970) in den Prielen die Abtragungsprozesse fördert. Am deutlichsten wird dies bei Betrachtung der innerhalb 1965 bis 1979 aufgetretenen Höchst- und Tiefststände des MTnw. Während des relativ hochstehenden MTnw um 1967 dominiert Akkumulation und zu Zeiten des stark abgesunkenen MTnw zwischen 1976 bis 1979 Erosion (vgl. Tab. 3, Kartenvergleiche für 66/68 und 76/79).

3.3.2 Materialumsatz in Prielen

Die einzelnen Priele unterscheiden sich in ihren absoluten Umsatzhöhen. Eine weitergehende Information kann aus der zeitlichen Veränderung dieser Umsatzhöhen abgeleitet werden. Aus den Umsatzhöhen der einzelnen Vergleiche wurden nach einem von TAUBERT (1986) vorgestellten Ansatz die Umsatzänderungs-Beschleunigungen zur Verdeutlichung der Umsatzhöhenentwicklung berechnet (Tab. 4).

Tabelle 4. Umsatzhöhenentwicklung (Umsatzänderungs-Beschleunigung) in Prielen des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes

	66/68	68/70	70/72	72/74	74/76	76/79
Wittsandloch	0,5	3,5		-0,5	-3	4
Neuwerker Loch	1	-3		2	2,5	3,5
Muschelloch	0,5		-4,4		1,3	6,5
Bakenloch	-2,5	4,5		-2	1	0,5
Scharhörnbalje	-1	-2,5		3,5	4,5	2,5
Hundebalje	-3	1		2	-2,5	-7

Die Tabelle 4 zeigt für alle sechs Prielläufe in den 70er Jahren positive Beschleunigungen der Umsatzhöhen, die sich bis 1979 mit Ausnahme der Hundebalje in allen Prielen durchgesetzt haben. Die Beschleunigungen finden sich überwiegend in der Phase des deutlich abgesunkenen MTnw nach 1974. Im Wittsandloch und Bakenloch fallen weitere positive Umsatzänderungs-Beschleunigungen mit dem absinkenden MTnw zwischen 1968–72 zusammen.

Die sich auf den nun trockenengefallenen, subtidalen Prielhängen entfaltende fluviale Aktivität und die mit dem wachsenden Tidenhub verbundene Zunahme der Fließgeschwindigkeiten stellen Änderungen der hydraulischen Rahmenbedingungen dar. Die Anpassung daran äußerte sich in einer Steigerung der Umsatzaktivität in den Prielen.

Das Umsatzgeschehen in zwei Prielen des Bielshövensandes vor der Meldorfer Bucht ordnet sich in die Verhältnisse des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes ein. Die dort festgestellten Umsatzsteigerungen zwischen etwa 1974 bis 1980 sind auch in den Prielen des Bielshövensandes zu erkennen gewesen. (Die Vermessungsunterlagen für die Analysen des Bielshövensandes wurden dankenswerterweise vom Amt für Land- und Wasserwirtschaft Heide, Dezernat Gewässerkunde, in Büsum zur Verfügung gestellt).

Die nach der MORAN-Methode berechneten asymptotischen Umsatzhöhen sind für die einzelnen Priele deutlich differenziert. Die Exposition der Prielmündung gegen den einlaufenden Seegang – freie Wasserflächen vor der Mündung oder vorgelagerte seegangsdämpfende Barren und Platen – sind mitentscheidend für die Umsatzhöhe. Daneben sind die Größe des Prieleinzugsgebietes und die Form des Priellaufes dahingehend bestimmend, daß mit wachsendem Prieleinzugsgebiet und zunehmender Zergliederung des Priellaufes die Umsatzhöhe zunimmt.

Abbildung 9 zeigt eine Zusammenstellung der zur Morphodynamik in Prielen beitragenden Einflußfaktoren.

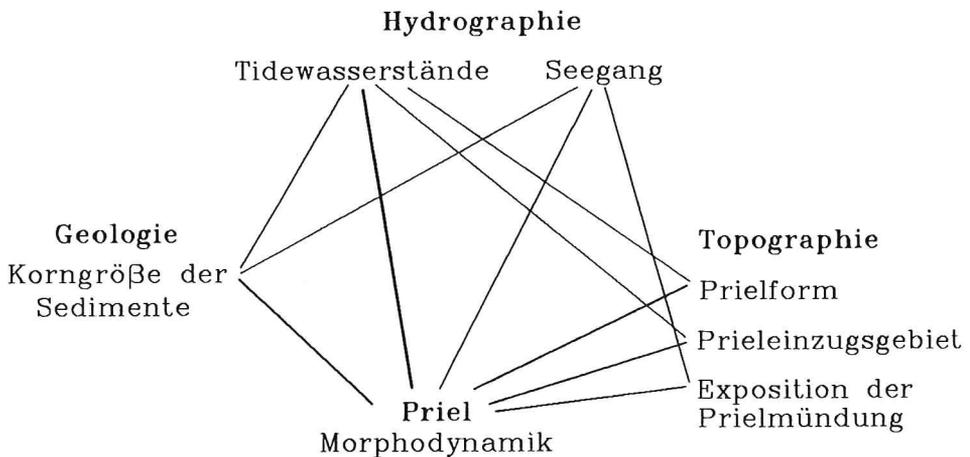


Abb. 9: Die Morphodynamik in Prielen bestimmende Einflußfaktoren

3.4 Weitere Untersuchungen mit dem MORAN-Verfahren

3.4.1 Windverhältnisse und Materialhaushalt

Neben den Tideströmungen haben die unter Windeinfluß entstehenden Triftströmungen eine große Bedeutung für die Materialverlagerungen. Im Wattengebiet mißt GÖHREN (1968) den winderzeugten Triftströmungen einen erheblichen Einfluß auf die Sandbewegung zu. Die Auswertung der Winddaten der Station Scharhörn, für den mit verlässlichem Kartenmaterial abgedeckten Zeitraum zwischen 1965 bis 1979, zeigt vor allem im Bereich höherer Windgeschwindigkeiten (> Bft 5) eine Zunahme der Windhäufigkeit aus west-, nordwestlichen

Richtungen. Diese Verhältnisse waren auch überregional festzustellen, wie Untersuchungen von HOOZEMANS (1989) vor der niederländischen Küste belegen.

Aufgrund der topographischen Küstenkonfiguration ist bei westlichen Windlagen eine Förderung des Sedimenteintrages in die innere Deutsche Bucht zu erwarten. Die Gegenüberstellung westlicher Windrichtungen mit dem verbleibenden Teil der Windrose zeigt in Abbildung 10 Phasen mit bzw. ohne Dominanz westlicher, sedimentbringender Windlagen.

Zwischen den in Abbildung 10 dargestellten Windverhältnissen und den Bilanzhöhen in

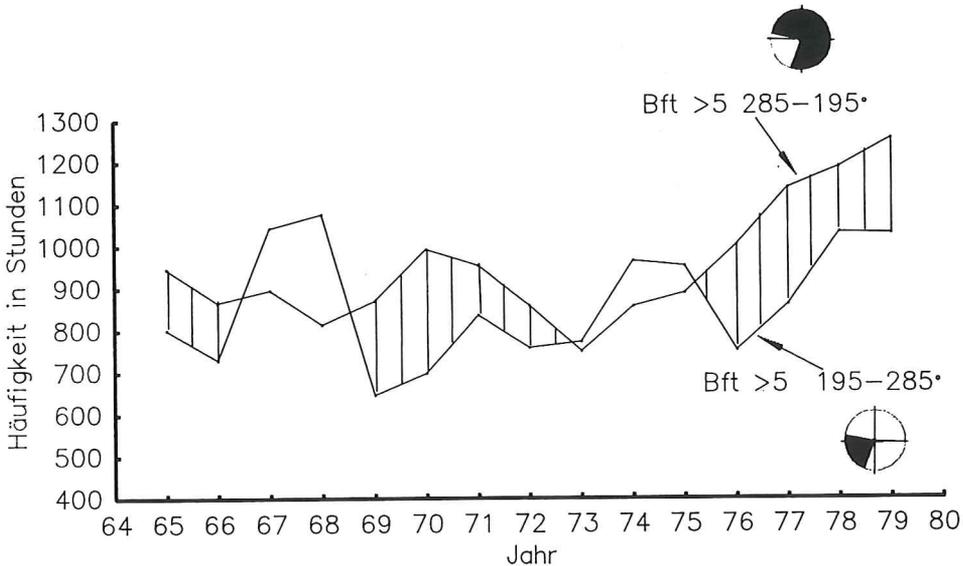


Abb. 10: Verteilung der summierten Stundenhäufigkeiten für die Windrichtungen 285–195° und 195–285° (Station Scharhörn)

Teilgebieten des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes läßt sich mittels Regressionsrechnung ein Zusammenhang ableiten, wie er in Abbildung 11 verdeutlicht ist.

Dabei ist bei einem Überwiegen westlicher Windrichtungen (im Bereich höherer Windgeschwindigkeiten) von einem Materialeintrag in die äußeren Teile des Küstenvorfeldes auszugehen, wie es die relativ straffen Korrelationen für das Ebbedelta der Till bzw. das Scharhörnriff anzeigen. Auch in dem an den Materialhaushalt des äußeren Küstenvorfeldes angeschlossenen Wattstrom Till ist dieser Zusammenhang noch bemerkbar, nicht dagegen auf den Wattflächen des Neuwerker und Scharhörner Wattes.

Es gibt damit Belege dafür, daß im äußeren Küstenvorfeld die Windverhältnisse einen entscheidenden Einfluß auf den Materialhaushalt ausüben.

3.4.2 Die Wirkung von Sturmfluten im Küstenvorfeld

Grundlage bilden auch hier die nach dem MORAN-Verfahren ermittelten Bilanz- und Umsatzhöhen für die in Tab. 1 aufgeführten Teilgebiete des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes. Außerdem sind für den gesamten Überwachungszeitraum aus den Windstaukurven der einzelnen Sturmflutereignisse die Windstauenergien ermittelt worden. Danach ist nicht

Zusammenhang zwischen Windverhältnissen und Bilanzhöhen

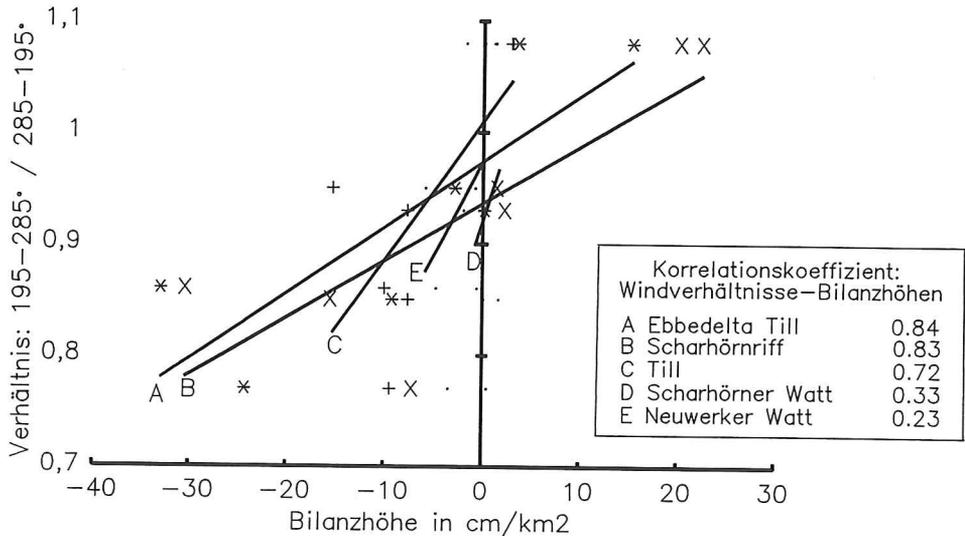


Abb. 11: Zusammenhang zwischen Windverhältnissen und Bilanzhöhen für Teilgebiete des Küstenvorfeldes zwischen Außenelbe und Knechtsand

diejenige Sturmflut mit dem absolut höchsten Wasserstand die energiereichste – von ebenso wichtiger Bedeutung ist die Zeitdauer eines Sturmflutereignisses.

Die Ausgleichsgeraden für die Datenkollektive in den Abbildungen 12 und 13 zeigen bei zunehmender Windstauenergie die Tendenz zu negativen Bilanzhöhen (Materialverlusten) und steigenden Umsatzhöhen auf den Wattflächen.

Die Verhältnisse im äußeren Küstenvorfeld sind indifferenter, wobei auffallenderweise die Umsatzhöhe im Ebbedelta der Till bei Sturmflutereignissen zu geringeren Werten tendiert.

Auf der Grundlage der rd. zweijährigen Vermessungsabstände ist der Einfluß von Sturmfluten auf die Morphodynamik der Wattflächen noch gut erkennbar. Sturmfluten steigern die Dynamik, Umsatzhöhen nehmen zu und Materialverluste stellen sich ein. Im äußeren Küstenvorfeld, in dem gegenüber den Wattflächen auch bei Normalbedingungen eine größere Morphodynamik herrscht, haben Sturmfluten im Hinblick auf Bilanz- und Umsatzhöhen eine geringere Bedeutung.

3.4.3 Hinweise für weitere Arbeiten im Küstenvorfeld

Die vorgestellten Untersuchungsergebnisse verdeutlichen, daß die Morphodynamik im Küstenvorfeld keinem einheitlichen Steuerungsmechanismus unterliegt. Es können vielmehr Bereiche ausgegliedert werden, in denen unterschiedliche Wirkungsmechanismen dominieren. Für zukünftige Untersuchungen lassen sich in Abhängigkeit davon und den ermittelten Höhenänderungen Empfehlungen für Vermessungsabstände geben:

- **hohe Watten:** sturmflutabhängige Morphodynamik, Überwachungsrythmus: 10 Jahre
- **Priele:** tidewasserstandsabhängige Morphodynamik, Überwachungsrythmus: 1 Jahr

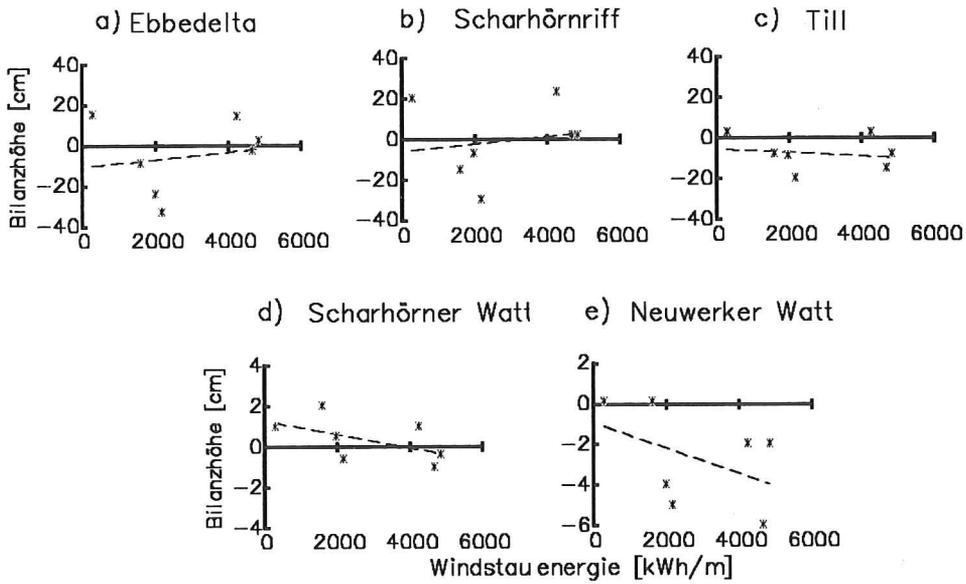


Abb. 12: Bilanzhöhen in Teilen des Küstenvorfeldes zwischen Außenelbe und Knechtsand und Windstauenergie

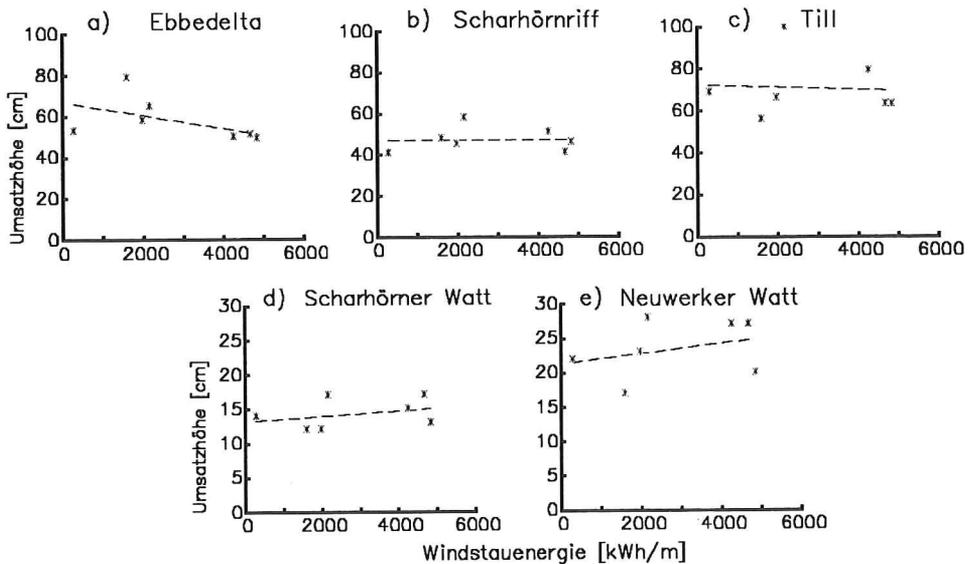


Abb. 13: Umsatzhöhe in Teilen des Küstenvorfeldes zwischen Außenelbe und Knechtsand und Windstauenergie

– **äußeres Küstenvorfeld:** atmosphärisch-hydrologisch gesteuerte Morphodynamik, Überwachungsrythmus 3 bis 5 Jahre

4. MORAN-Analysen in anderen Wattgebieten

Die detaillierten Untersuchungen im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex scheinen die Aussagekraft des MORAN-Verfahrens zu bestätigen. Es wurde aber als notwendig empfunden, das Verfahren auch in anderen Gebieten anzuwenden, um somit eventuelle Fehler des Verfahrens korrigieren und die Allgemeingültigkeit der erzielten Parameterwerte überprüfen zu können.

4.1 Der Elbe-Randbereich Brammerbank/Krautsander Watt

Das Gebiet liegt im Randbereich der Unterelbe (km 675 bis 681) und umfaßt einen etwa 10 km² großen Abschnitt zwischen dem Ufer und dem künstlich tiefgehaltenen Hauptelbefahrwasser (Abb. 14). Die Morphodynamik des Sandbank/Rinnensystems wird von der Coriolisbeschleunigung geprägt. Sie verursacht eine Rechtsablenkung der Ebbe- und Flutströmung, wodurch es in der Mitte des Strömungskreises, d. h. in der Beruhigungszone, zu Ablagerungen kommen kann. Folglich läßt sich das Gebiet hydrodynamisch in zwei Teilbereiche unterteilen: den Rinnenbereich unterhalb SKN ($\approx 8,5 \text{ km}^2$) und den über SKN herausragenden Bankenbereich ($\approx 1,5 \text{ km}^2$). Der Bankenbereich besteht nur aus den stabilen Kernen der Brammerbank und des Krautsander Watts, d. h. jenen Gebieten, die zwischen 1970 und 1987 kontinuierlich über SKN herausragten. Dies bedeutet, daß von der im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex benutzten quadratischen Grundform „Kleine Einheit“ von 1 km² abgewichen wurde.

4.1.1 Ergebnisse

Die durchgeführten MORAN-Auswertungen scheinen die Zweiteilung des Gebietes zu unterstützen (Abb. 15). Die asymptotische Umsatzhöhe ist im Bankenbereich etwa 2,5mal niedriger als im reliefreichen Rinnenbereich. Dagegen ist die morphologische Varianz im Bankenbereich mit 0,45 etwa 3,5mal höher als die des Rinnenbereiches. Dies könnte darauf hinweisen, daß der Rinnenbereich einer säkularen Änderung der Topographie unterliegt, die im Bankenbereich fehlt. Obwohl der Rinnenbereich höhere Strömungsgeschwindigkeiten aufweist und zudem kontinuierlich überflutet wird, ist die mittlere Umsatzrate hier etwa 1,4mal niedriger als im Bankenbereich.

Mit Hilfe des MORAN-Auswertungsverfahrens können nicht nur Umsatz-, sondern auch (flächenhafte) Bilanzanalysen durchgeführt werden.

Aus diesen Bilanzanalysen geht hervor, daß der Rinnenbereich eindeutig einer säkularen Änderung unterliegt (Abb. 16), wie dies auch die geringen β -Werte schon andeuteten. Eine flächenhafte Darstellung der Höhenentwicklung im Untersuchungsgebiet zwischen 1970 und 1987 (Abb. 17) zeigt, daß diese Änderung für Teile des Rinnenbereiches gegensätzlich verläuft. Die Höhenänderungen im Bankenbereich dagegen schwanken um Null (Abb. 16).

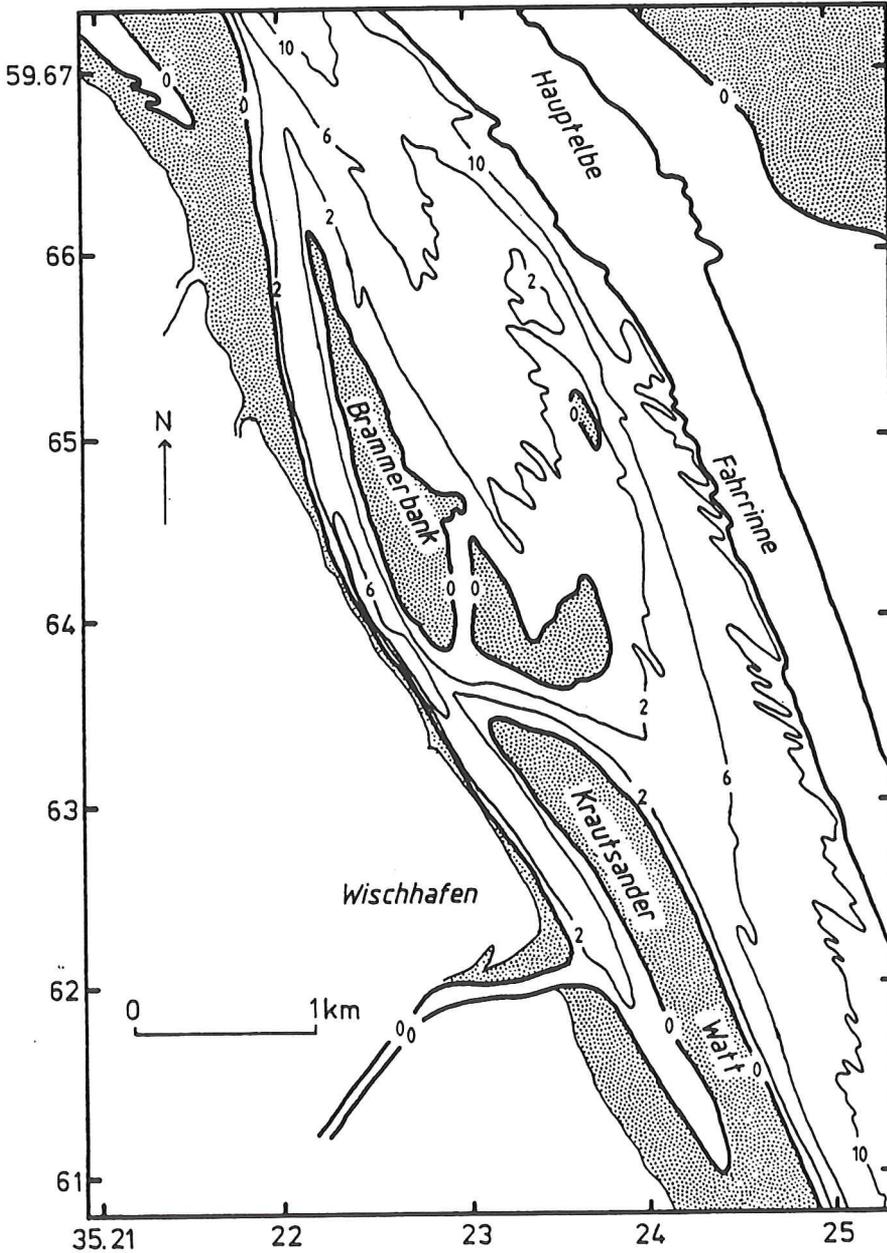


Abb. 14: Übersichtsplan des Elbe-Randbereiches Brammerbank/Krautsander Watt

4.2 Die Außeneider

Das etwa 16 km² große Untersuchungsgebiet liegt südlich der Halbinsel Eiderstedt im Wattengebiet der inneren Deutschen Bucht (Abb. 18). Innerhalb seiner Grenzen liegen Teilabschnitte der Nord- und Südrinne der Außeneider sowie die Vollerwiek-Plate. Auch hier

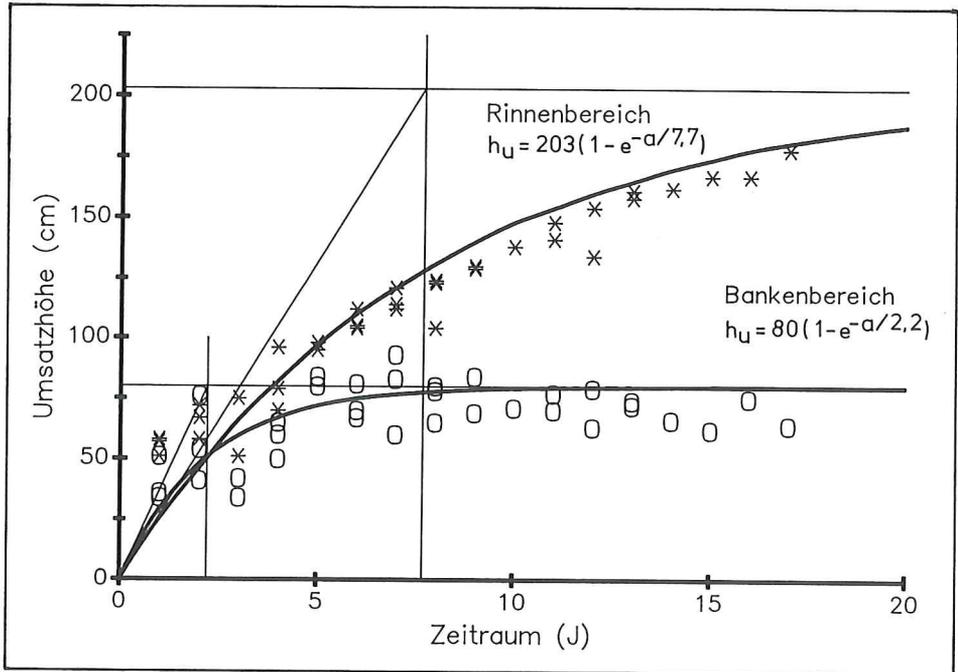


Abb. 15: Umsatzhöhen h_u über den Vergleichszeitraum a für die Teilgebiete Rinnenbereich (*) und Bankenbereich (o)

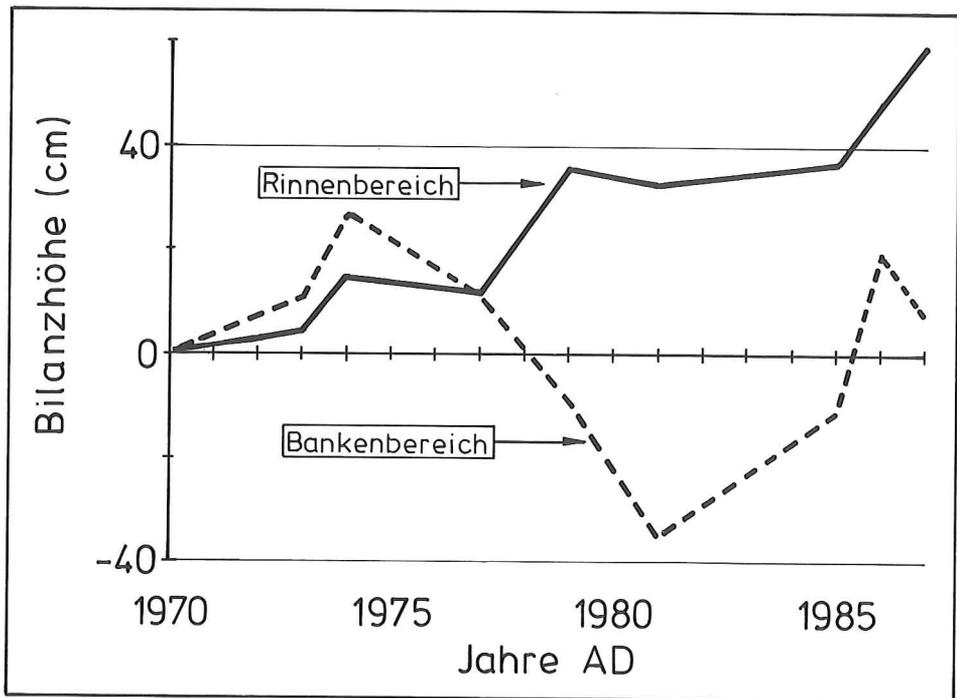


Abb. 16: Bilanzentwicklung im Rinnen- und Bankenbereich zwischen 1970 und 1987

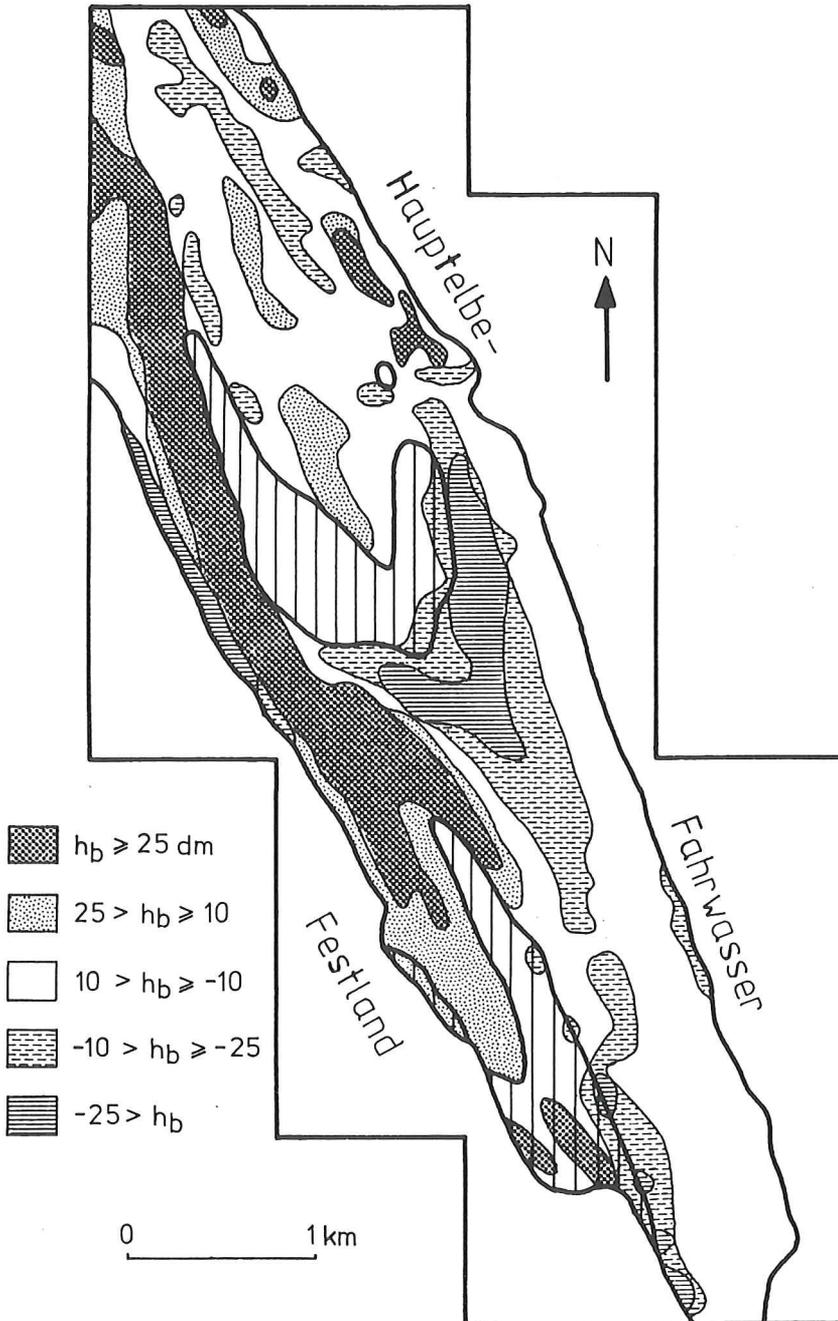


Abb. 17: Flächenmäßige Bilanzierung (Vergleich 1970–87) des Elbe-Randbereiches Brammerbank/Kraut-sander Watt

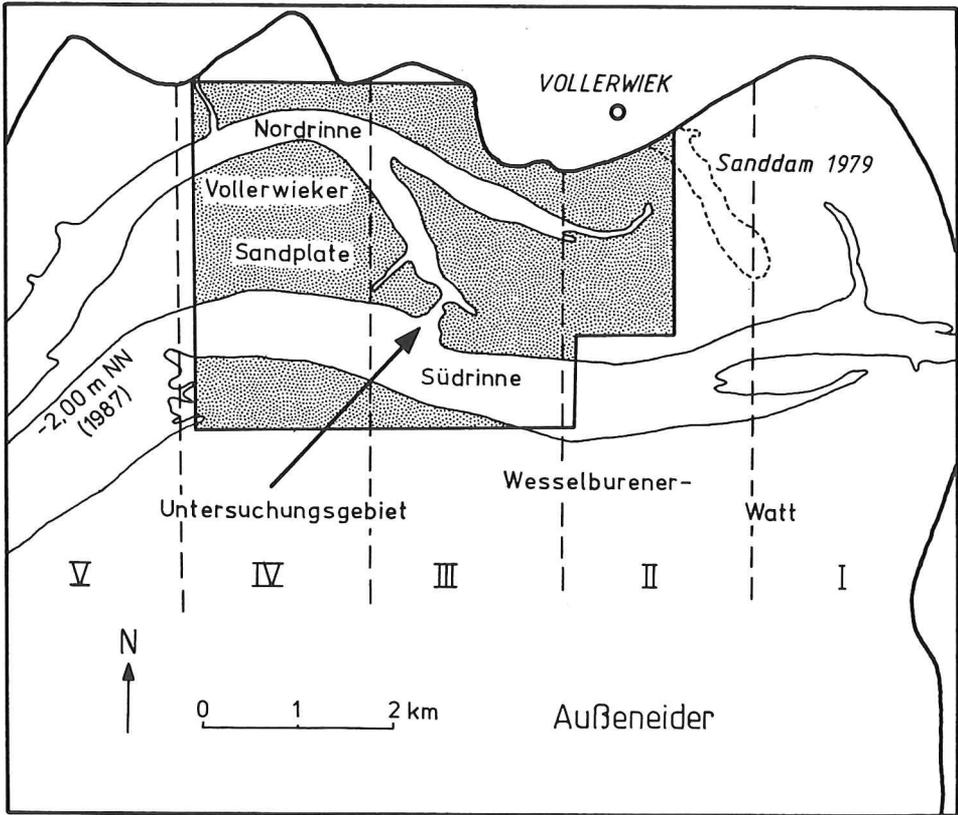


Abb. 18: Übersichtsplan der Außeneider

wird die Hydrodynamik vom Tidegeschehen bzw. von der Coriolisbeschleunigung dominiert.

Die Entwicklung der Außeneider unterscheidet sich grundlegend von der in den bisher untersuchten Gebieten. Mit dem Ziel, für das Eidergebiet eine optimale Vorflut zu schaffen sowie den Schiffsverkehr in dem nach 1936 möglich gewesenem Umfang zwischen der Nordsee und dem Nord-Ostsee-Kanal aufrechtzuerhalten, wurde die Eider in 1972 bei Hundeknöll abgedämmt (Eidersperrwerk). Zweitens wurde 1979 zur Sicherung des Vollerwieker Seedeiches die Nordrinne der Außeneider durchdämmt, wobei gleichzeitig weiter westlich eine künstliche Durchbruchsrinne von der Nordrinne zur Südrinne geschaffen wurde. Die Außeneider stellt somit einen stark von menschlichen Eingriffen beeinflussten Naturraum dar, d. h., das natürliche Prozeßgefüge in diesem Gebiet wird von den Menschen gesteuert bzw. reguliert.

4.2.1 Ergebnisse

Wie oben bereits erwähnt, wurde das natürliche Prozeßgefüge 1979 mit der Durchdämmung der Nordrinne stark gestört. Es liegt auf der Hand, daß diese Störung eine erhebliche Belebung der Morphodynamik induziert haben wird.

Mit dem Ziel, diese Belebung zeitlich abzugrenzen, wurden die Umsatzhöhen der

Zweijahresvergleiche kumulativ über die Zeit aufgetragen (Abb. 19). Diese Methode wird in HOFSTEDÉ (1991a: Kap. 5.2.3.1) ausführlich behandelt. Aus Abbildung 19 geht hervor, daß die Umsatzhöhe pro Jahr (Umsatzrate) von 1971 bis 1979 um etwa 45 cm/J pendelt. Ab 1979 steigt sie rapide an, wobei sie zwischen 1981 und 1983 ein Maximum von 82,5 cm/J erreicht. Bis 1985 fällt die Umsatzrate wieder, und seit 1985 schließlich pendelt sie sich auf den alten Wert von etwa 45 cm/J ein.

Um dieser zeitlich unterschiedlichen Morphodynamik gerecht zu werden, wurden zwei Sättigungsfunktionen, eine für die Periode 1971/79 und 1985/89 sowie eine für die Periode 1979/85, errechnet (Abb. 20).

Die asymptotischen Umsatzhöhen sind für beide Zeiträume innerhalb ihrer Standardab-

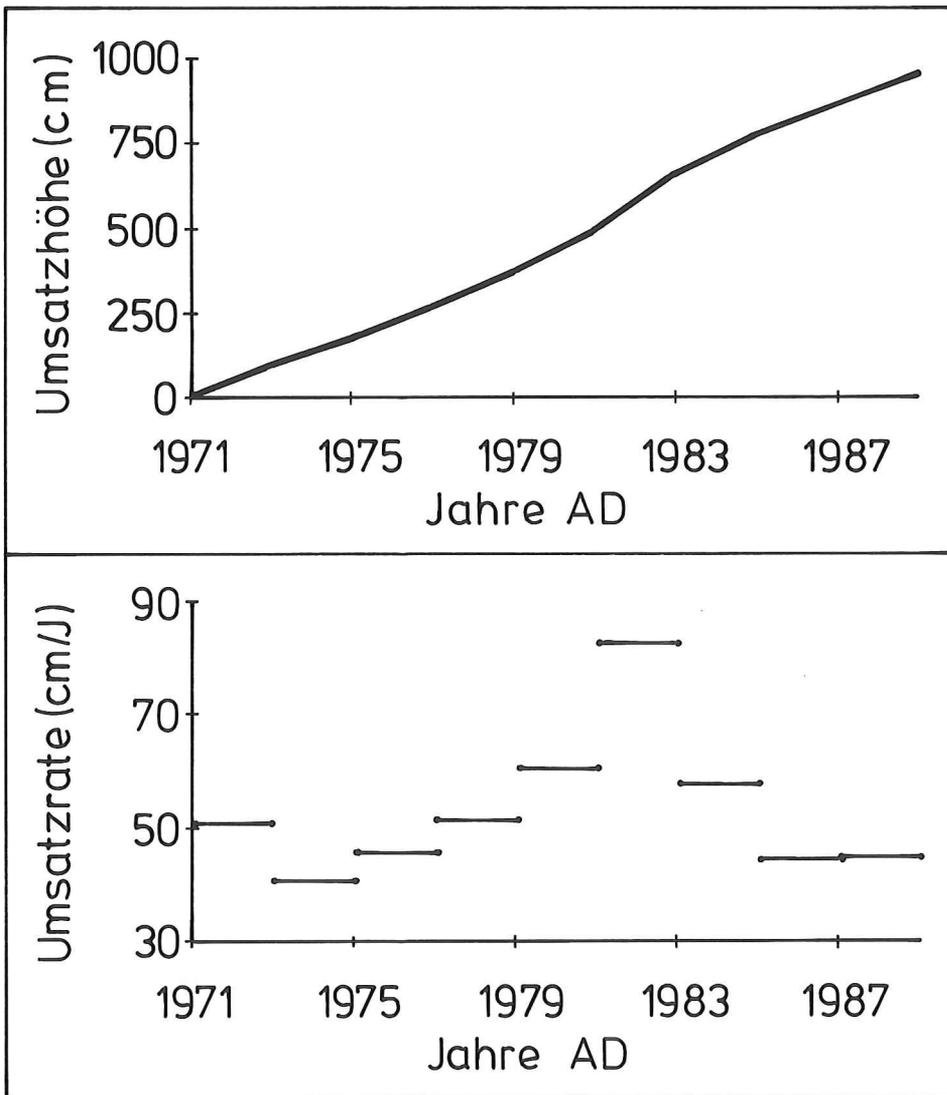


Abb. 19: Entwicklung der Umsatzhöhen (oben) und Umsatzraten (unten) für die Periode 1971–89

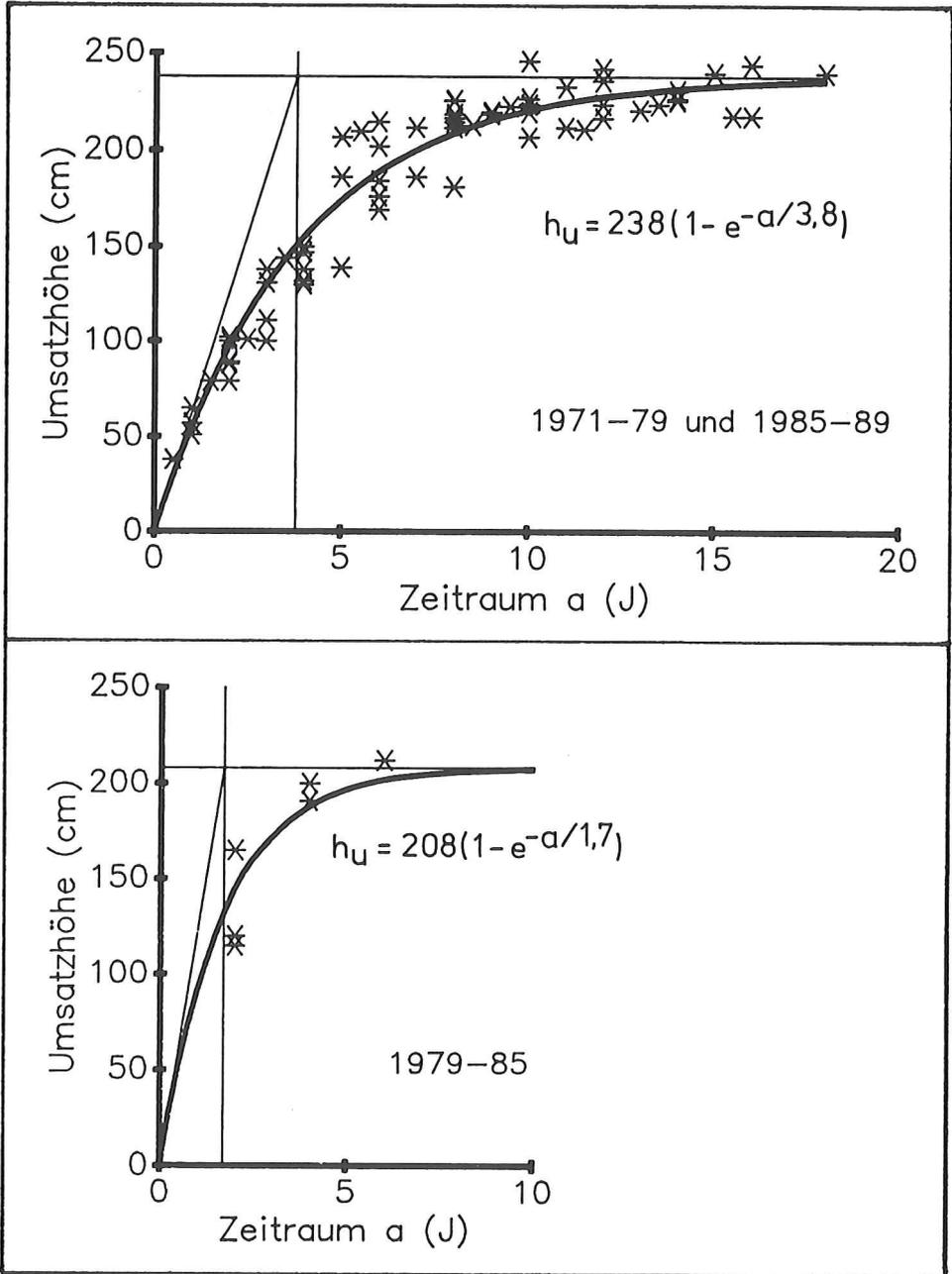


Abb.20: Umsatzhöhen h_u über den Vergleichszeitraum a für die Perioden 1971-79/85-89 (oben) und 1979-85 (unten)

weichungen gleich, was darauf hindeutet, daß dieser Parameter sehr stark von der Gesamtopographie bzw. vom Relief des Gebietes gesteuert wird. Die morphologische Varianz ist dagegen zwischen 1979 und 1985 im Durchschnitt zweimal so groß wie vor- und nachher. Dies bedeutet, daß sich die Geschwindigkeit der Höhenänderungen und/oder das Areal, das Höhenänderungen unterliegt, stark vergrößert haben. Folglich hat sich auch die Umsatzrate zwischen 1979 und 1985 verdoppelt.

Ein einmaliger künstlicher Eingriff hat somit zu einer Störung des morphodynamischen Gleichgewichtes geführt. Nach einer bestimmten „Anpassungszeit“ mit intensiven Materialumlagerungen hat sich dann aber das alte Gleichgewicht wiederhergestellt.

5. Allgemeine Hinweise zur Anwendung des MORAN-Verfahrens

Eine morphologische Analyse mit Hilfe des MORAN-Verfahrens enthält folgende Schritte:

- manuelle Bestimmung der topographischen Höhe der einzelnen Teilflächen aus topographischen Grundkarten;
- Eingabe der ermittelten Höhenwerte im Computerprogramm MORAN;
- EDV-gestützte Berechnung der mittleren Bilanz- und Umsatzhöhen pro Kleine Einheit (1 km^2);
- EDV-gestützte Berechnung der Sättigungsfunktionen pro Kleine Einheit.

Die Wahl der 1 km^2 großen Kleinen Einheit als Grundform zur Berechnung der mittleren Bilanz- und Umsatzwerte hat folgende Vorteile:

- eine Kleine Einheit besteht aus 100 Teilflächen, was nach STEFERT (1987) für die Ermittlung einer charakteristischen Funktion $h_a = f(a)$ ausreicht;
- da auch das Gauß-Krüger-Netz auf einem flächentreuen Raster basiert, lassen sich die Kleinen Einheiten leicht lokalisieren und kodieren;
- das Computerprogramm MORAN konnte durch Verwendung der quadratischen Grundform benutzerfreundlich gestaltet werden.

Die Anwendung einer künstlichen quadratischen Grundform in einem Naturraum birgt aber auch einen schwerwiegenden Nachteil in sich. Die Grenze einer morphodynamischen Einheit (Rinne, Plate usw.) wird nur äußerst selten entlang einer der Gauß-Krüger Koordinaten verlaufen. Somit ist es möglich, daß eine Kleine Einheit zur Hälfte in einer Rinne und zur Hälfte auf einer Plate liegt. Die für diese Kleine Einheit erzielten mittleren Bilanz- und Umsatzwerte haben demnach nur eine geringere morphologische Aussagekraft. Es leuchtet somit ein, daß eine morphodynamische Analyse anhand der Kleinen Einheiten nur ein generalisiertes Bild der Morphodynamik des Gebietes vermitteln kann. Je nach Größe des Untersuchungsgebietes und nach Zielsetzung kann dies aber durchaus gerechtfertigt sein. Für eine Detailuntersuchung reicht es allerdings nicht (Kap. 4.1).

Die Berechnung der Sättigungsfunktionen erfolgt jeweils über den gesamten Betrachtungszeitraum, d. h., die mittlere Morphodynamik über den Gesamtzeitraum wird erfaßt. In mehr oder weniger stabilen Gebieten ist dies angebracht, nicht aber in Gebieten, wo entweder eine säkulare Änderung oder eine (anthropogene) Störung zeitlich zu erheblichen Änderungen der Morphodynamik führen können. Als Beispiel kann die Außeneider (Kap. 4.2) genannt werden, wo menschliche Eingriffe zu erheblichen Änderungen des natürlichen Prozeßgefüges führten. Hier erwies sich die temporär differenzierte Ermittlung der Umsatzwerte als hilfreich für die zeitliche Begrenzung der Störungen. Wenn diese zeitliche Eingrenzung erfolgt ist,

können unter der Voraussetzung, daß genügend Kartenaufnahmen vorliegen, für die einzelnen Perioden mit unterschiedlicher Morphodynamik Sättigungsfunktionen ermittelt werden.

Insgesamt zeigt sich, daß sich das EDV-gestützte MORAN-Verfahren sehr flexibel einsetzen läßt. Es eignet sich sowohl für eine morphodynamische Charakterisierung ganzer Wateinzugsgebiete wie auch für Detailuntersuchungen in Teilbereichen eines Wattes. Grundsätzlich ist eine beliebige flächenmäßige und zeitliche Auflösung der Teilflächen bzw. des Mindestvergleichszeitraumes möglich. Diese Auflösung wird nur von der Genauigkeit der geodätischen Vermessungen begrenzt.

6. Schlußfolgerungen

Zur Erfassung der Wechselbeziehungen zwischen den einwirkenden Energien aus Strömung und Seegang und den daraus resultierenden Materialumlagerungen können folgende Überlegungen angestellt werden: Topographische Änderungen eines Gebietes können durch Berechnung der Höhendifferenzen zwischen topographischen Aufnahmen quantifiziert werden. Die erzielten Bilanzwerte können anschließend mit Änderungen der hydrologischen Prozesse während des Vergleichszeitraumes verglichen werden. Es ist aber unmöglich, diese Massenbilanzen direkt mit dem Energiespektrum des Gebietes zu vergleichen. Ein Bilanzwert von Null bedeutet beispielsweise nicht, daß während des Vergleichszeitraumes keine Strömungs- und Seegangsenergieeinwirkung auf der Sohle stattgefunden hat, sondern nur, daß die hydrologischen Prozesse im Gebiet im dynamischen Gleichgewicht mit der Morphologie standen. Anhand von Umsatzwerten ist es theoretisch möglich, die Intensität der Materialumlagerungen im absoluten Sinne zu erfassen und zu quantifizieren. Bislang war aber eine verlässliche, praxisingerechte Ermittlung dieser Umsatzwerte unmöglich, denn es können nur die Umsatzmengen über einen bestimmten Vergleichszeitraum (mindestens etwa 1 Jahr) ermittelt werden, nicht die zwischenzeitlich abgelaufenen Umlagerungen. Folglich nimmt der Unterschied zwischen meßbarem und tatsächlich aufgetretenem Umsatz mit zunehmendem Vergleichszeitraum zu (SIEFERT, 1987).

Auch die mit Hilfe der Sättigungsfunktion berechnete Umsatzrate kann wegen des zu großen Mindestvergleichszeitraumes nicht die tatsächlich aufgetretenen Materialumlagerungen quantifizieren. Da die Umsatzrate aber als Mittelwert über (möglichst) viele Kartenvergleiche und über einen (möglichst) langen Zeitraum bestimmt wird, erlaubt sie trotzdem eine allgemeine indikative Aussage über die morphologische Aktivität eines Gebietes während des Betrachtungszeitraumes. Folglich lassen sich anhand der Umsatzrate Gebiete mit unterschiedlicher morphologischer Aktivität bzw. Energiespektrum voneinander abgrenzen und definieren.

Zur Erfassung von morphologisch/topographischen (säkularen) Änderungen eines Wattgebietes zeigt sich eine flächenhafte Bilanzanalyse als erfolgreiches Instrument. Die momentane Morphodynamik eines Wattgebietes läßt sich am besten durch eine flächenhafte Umsatzanalyse charakterisieren. Eine detaillierte morphologische Untersuchung eines Gebietes sollte deswegen sowohl eine Bilanz- wie auch eine Umsatzanalyse anhand des EDV-gestützten MORAN-Verfahrens umfassen.

7. Schriftenverzeichnis

- BARTHEL, V.: Vergleich der Topographie 1974–79 des Testfeldes „Knechtsand“ im Rahmen des MORAN-Projektes. Strom- und Hafenaufbau, Ref. Hydr. Unterelbe, Studie 51, 1981 (unveröff.).
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Morphodynamik, Materialbilanz und Tidewassermenge der Unterelbe. Berliner Geogr. Stud., 12, 1983.
- DIECKMANN, R.: Flächenhafter Küstenschutz. Mitt. d. Franzius-Inst. f. Wasserbau der TU Hannover, H. 59, 1984.
- DIECKMANN, R., OSTERHUN, M. u. PARTENSKY, H.-W.: Influence of waterlevel elevation and tidal range on the sedimentation in a german tidal flat area. Proc. Oceanog., Vol. 18, 1987.
- GLIM, G. W. et al.: Erosie en sedimentatie in de binnendelta van het Zeegat van het Vlie 1933–1983. Rijkswaterstaat, Rapportage ANWX-86.H210, Deelonderzoek Nr. 7, Hoorn, 1987.
- GLIM, G. W. et al.: Erosie en sedimentatie in de binnendelta van het Zeegat van het Vlie 1933–1983. Rijkswaterstaat, Rapportage ANWX-88.H204, Deelonderzoek Nr. 3, Hoorn, 1988.
- GÖHREN, H.: Beitrag zur Morphologie der Jade- und Wesermündung. Die Küste, Jg. 13, 1965.
- GÖHREN, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 30, 1968.
- GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des Elbmündungsgebietes. Hamb. Küstenf., H. 14, 1970.
- GÖHREN, H.: Zur Dynamik und Morphologie der hohen Sandbänke im Wattenmeer zwischen Jade und Eider. Die Küste, H. 27, 1975.
- HIGELKE, B.: Morphodynamik und Materialbilanz im Küstenvorfeld zwischen Hever und Elbe. Ergebnisse quantitativer Kartenanalysen für die Zeit von 1936 bis 1969. Regensburger Geogr. Schriften, H. 11, 1978.
- HOFSTEDT, J. L. A.: Hydro- und Morphodynamik im Tidebereich der Deutschen Bucht. Berl. Geogr. Studien, H. 31, 1991a.
- HOFSTEDT, J. L. A.: Sea level rise in the Inner German Bight (Germany) since 600 AD and its implications upon tidal flats geomorphology. In: Erdkundliches Wissen, 105, BRÜCKNER, H. & U. RADTKE (Hrsg.), From the North Sea to the Indian Ocean. Franz Steiner Verlag, Stuttgart, 1991b.
- HOFSTEDT, J. L. A. u. SCHÜLLER, A.: Dynamisch-morphologische Analysen im Wattengebiet der Deutschen Bucht. Ergebnisse des KFKI-Projektes MORAN I und Ausblicke für MORAN II. Hamb. Geogr. Studien, H. 44, 1988.
- LINKE, G.: Die Entstehung der Insel Scharhörn und ihre Bedeutung für die Überlegungen zu Sandbewegungen in der Deutschen Bucht. Hamb. Küstenf., H. 11, 1969.
- LINKE, G.: Über die geologischen Verhältnisse im Gebiet Neuwerk/Scharhörn. Hamb. Küstenf., H. 17, 1970.
- LINKE, G.: Der Ablauf der holozänen Transgression der Nordsee aufgrund von Ergebnissen aus dem Gebiet Neuwerk/Scharhörn. Probl. der Küstenf. im südlichen Nordseegebiet, Bd. 14, 1982.
- MÜGGE, H.-E. u. VISCHER, G.: Analyse von Wasserstandszeitreihen in der Deutschen Bucht. Zusammenfassende Darstellung der bisherigen Arbeiten und Ergebnisse des KFKI-Projektes, unveröff., 1988.
- REINECK, H.-E.: Einwirkungen der vier Sturmfluten im Januar 1976 auf die Wattsedimente zwischen dem Festland und der Insel Neuwerk. Hamb. Küstenf., H. 35, 1976.
- RENGER, E.: Quantitative Analyse der Morphologie von Wateinzugsgebieten und Tidebecken. Mitt. d. Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 43, 1976.
- RODLOFF, W.: Über Wattwasserläufe. Mitt. d. Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 34, 1970.
- SCHLEIDER, W.: Das Peilwesen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes im Küstengebiet. Der Seewart, 6, 1981.
- SCHÜLLER, A.: Morphologisch-topographische Untersuchungen im Küstenvorfeld südlich der Elbmündung. Essener Geogr. Arbeiten, 17, 1989a.
- SCHÜLLER, A.: Bilanzentwicklung im Küstenvorfeld der südöstlichen Nordsee. Die Küste, H. 50, 1989b.

- SCHÜLLER, A.: Zur Morphodynamik des Küstenvorfeldes – Innere Deutsche Bucht. Umsatz- und Bilanzanalysen. Berliner Geogr. Studien, H. 35, 1992.
- SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 40, 1974.
- SIEFERT, W.: Morphologische Analysen für das Knechtsandgebiet (Pilotstudie des KFKI-Projektes MORAN). Die Küste, H. 38, 1983.
- SIEFERT, W.: Hydrologische und morphologische Untersuchungen für das Mühlenberger Loch, die Außeneste, und den Neßsand. Hamb. Küstenf., H. 43, 1984.
- SIEFERT, W.: Long-term tidal changes along the southeastern North Sea coast. Ann. Geophysicae, 2(4), 1984.
- SIEFERT, W.: Umsatz- und Bilanzanalysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Grundlagen und erste Auswertungen (Teil 1 der Ergebnisse eines KFKI-Projektes). Die Küste, H. 45, 1987.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Zum säkularen Verhalten der mittleren Watthöhen an ausgewählten Beispielen. Die Küste, H. 45, 1987.
- TAUBERT, A.: Morphodynamik und Morphogenese des Nordfriesischen Wattenmeeres. Hamburger Geogr. Studien, H. 42, 1986.
- WALTHER, F.: Über Gezeiten und Meeresströmungen im Norderneyer Seegat. Die Bautechnik, 13, 1934.
- WALTHER, F.: Zusammenhänge zwischen der Größe der ostfriesischen Seegaten mit ihren Wattgebieten sowie den Gezeiten und Strömungen. Forsch.-Stelle f. Insel- und Küstenschutz, Norderney, H. 23, 1971.

