Die Kuste

ARCHIV
FUR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD= UND OSTSEE

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



3950-4-2012-00000053

Heft 45 1987



ARCHIV FUR 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 45 - 1987

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

ISSN 0452-7739 ISBN 3-8042-0442-2

Crotogino, Arno, Dr.-Ing., Hindenburgufer 247, 2300 Kiel 1; Demuth, Andreas, Dipl.-Ing. (FH), An der Bahn 11, 2904 Hatten-Streekermoor 1; Dette, Hans Henning, Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; Frels, Gert, Dipl.-Ing., An der Vogelwarte 14, 2940 Wilhelmshaven; Führböter, Alfred, Prof. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; Gärtner, Joachim, Dipl.-Ing., Herzog-Adolf-Str. 1, 2250 Husum; Lassen, Horst, Dipl.-Ing., Lentzkai, 2190 Cuxhaven; Miessner, Fritz, Dipl.-Ing., Deichstr. 12, 2190 Cuxhaven; de Ronde, John, Ir., van Alkemadelaan 400, 2500 EX Den Haag; de Ruijter, Will, Prof. Dr., van Alkemadelaan 400, 2500 EX Den Haag; Siefert, Winfried, Prof. Dr.-Ing., Lentzkai, 2190 Cuxhaven; Visscher, Georg, Dipl.-Ing., Strindbergweg 59, 2000 Hamburg 55; Wolf, Gottfried, Dipl.-Ing., Moorkamp 27, 2082 Moorrege; Zanke, Ulrich, Prof. Dr.-Ing., habil., Ackerstr. 21, 3008 Garbsen 6.

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: Erster Baudirektor Dr.-Ing. Göhren, Dalmannstraße 1–3, 2000 Hamburg 11.

Geschäftsführer: Dr.-Ing. Heinz Wismer, Feldstraße 251/253, 2300 Kiel.
Schriftleiter: Dr.-Ing Harald Göhren, Dalmannstraße 1–3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

Siefert, Winfried, Prof. DrIng. Umsatz- und Bilanz-Analysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Grundlagen und erste Auswertungen (Teil I der Ergebnisse eines KFKI-Projektes).	1
Siefert, Winfried, Prof. DrIng. Lassen, Horst, DiplIng. Zum säkularen Verhalten der mittleren Watthöhen an ausgewählten Beispielen	59
Crotogino, Arno, DrIng. Miessner, Fritz, DiplIng. Gewässerkundliche Untersuchungen am Glameyer Stack	71
VISSCHER, GEORG, DiplIng. WOLF, GOTTFRIED, DiplIng. Untersuchungen im hydraulischen Modell über die zweckmäßige Linienführung und Höhe des Leitdammsystems "Pegensand Nord" in der Unterelbe	89
Frels, Gert, DiplIng. Demuth, Andreas, DiplIng. Der Jadebusen und seine Watten. Verlandung des Jadebusens oder nur Ausgleich des Meeresspiegelanstieges?	117
DE RONDE, J. G., ir. DE RUIJTER, W. P. M., Prof. Dr. Die Auswirkungen eines verstärkten Meeresspiegelanstiegs auf die Niederlande	123
Zanke, Ulrich, Prof. DrIng. habil. Zur Leistungsfähigkeit von Wellenmodellen auf Mikrocomputern	165
Führböter, Alfred, Prof. DrIng. Über den Sicherheitszuwachs im Küstenschutz durch eine zweite Deichlinie	181
Dette, Hans Henning, DrIng. Gärtner, Joachim, DiplIng. Erfahrungen mit der Versuchssandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983	209

Umsatz- und Bilanz-Analysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht Grundlagen und erste Auswertungen (Teil I der Ergebnisse eines KFKI-Projektes)

Von Winfried Siefert

Zusammenfassung

Die 1983 in einer Pilotstudie aufgezeigten Aufgaben zur Analyse von Umsatz und Bilanz im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht werden hier generell, theoretisch, in Beispielen und statistisch behandelt

Die Umsatzhöhe als wichtigste physikalische Größe kann über den Vergleichszeitraum als Sättigungsfunktion

 $h_u = \overline{h}_u \cdot (1 - e^{-a/a_0})$

bestimmt werden (Kap. 2). Für einzelne energetisch ähnliche Gebiete werden charakteristische Werte \overline{h}_u und a_0 ermittelt und in Zusammenhang mit Seegangs- und Strömungsenergie gesetzt (Kap. 3.4.1). Als weiterer wichtiger Parameter erweist sich dabei die Umsatzrate \overline{h}_u/a_0 .

Die Bilanzhöhe h_b zeigt keinen funktionellen Zusammenhang mit dem Vergleichszeitraum a, wohl aber lassen sich ihr Streubereich eingrenzen (Kap. 3.4.1) und ihr Betrag in Beziehung zu h_u setzen (Kap. 3.4.3). Die Dauer des Vergleichszeitraumes, über den $|h_b|_{max}$ erreicht wird, gibt einen Anhalt für sinnvolle Wiederholungszeiträume von Vermessungen (Kap. 3.4.4).

Ein vorläufiger Kartenvergleich von etwa 1975 und etwa 1980 erbringt für rd. 4000 km² Küstennahbereich (Watt, Priele, Sände, Wattströme) $h_b = +1$ cm und $h_u = 70$ cm, für rd. 4400 km² tieferes Gebiet der Deutschen Bucht $h_b = +3.5$ cm und $h_u = rd.$ 50 cm, also insgesamt leichte Sedimentation (Kap. 4). Die Arbeiten werden zur Vervollständigung des Kartenvergleiches und mit weiteren theoretischen, energetischen und statistischen Analysen fortgesetzt (Kap. 5).

Summary

A 1983 pilot study involved the analysis of sand transport rates and balance in the coastal zone of the German Bight; they are treated here generally, theoretically, in examples, and statistically. The turnover height as the most important physical parameter can be given as a saturation

function

$$h_u = \overline{h}_u \cdot (1 - e^{-a/a_0})$$

over the time interval a between two surveys (chap. 2).

Characteristical values \overline{h}_u and a_0 were found for certain energetically similar regions and compared with wave and current energies (chap. 3.4.1). In this context the turnover rate \overline{h}_u/a_0 is a significant parameter.

The balance height h_b shows no functional interrelationship with a; nevertheless, the scatter is limited (chap. 3.4.1), and its value dependent on h_u (chap. 3.4.3). The duration of the time interval a for $|h_b|_{max}$ indicates a useful interval between two surveys in order to discover the highest absolute height differences (chap. 3.4.4).

A preliminary comparison between the 1975 and 1980 surveys leads to the following results: An area of about 4000 km² of tidal flats, sands, and gully systems shows $h_b = +1$ cm, $h_u = 70$ cm, about 4400 km² of deeper water area in the German Bight shows $h_b = +3.5$ cm, $h_u = ca.50$ cm, indicating slight overall sedimentation (chap. 4).

The investigations will go on in order to complete the comparison of the 1975 and 1980 surveys, and to continue the theoretical, energetic, and statistical analyses (chap. 5).

Inhalt

1.	Einleitung	2
2.	Die MORAN-Funktion	4
	2.1 Definitionen; Parametrisierung	4
	2.2 Morphologie künstlicher Störungen	5
	2.3 Thesen zur Analyse "natürlicher Störungen"	7
	2.4 Theoretische Überlegungen	9
	2.5 Praktischer Nachweis (Beispiele)	13
3.	Analysen zur morphologischen Charakteristik	19
	3.1 Bisherige Untersuchungen	19
	3.2 Erste Eingrenzung von Gebieten ähnlicher morphologischer Aktivität	26
	3.3 Analyse des topographischen Datenmaterials	28
	3.3.1 Südliches Elbmündungsgebiet	28
	3.3.2 Aufnahmen aus 1974/76 und 1979/81	29
	3.3.3 Zur Genauigkeit der Vermessung	29
	3.4 Ergebnisse	33
	3.4.1 Morphologische Charakteristik kleiner Einheiten	33
	3.4.2 Hinweise auf die Verwendbarkeit	40
	3.4.3 Zur morphologischen Charakteristik größerer Gebiete	43
	3.4.4 Verallgemeinerungen	45
4	Vorläufiger Kartenvergleich über etwa fünf Jahre	10
	4.1 Watt und Wattströme	10
	4.2 Deutsche Bucht	10
	4.3 Ergänzungen über die morphologische Charakteristik	47
5	Ausblick	21
7	Danksagung	54
0	Schriftenverzeichnis	55
0.	Symbolverzeichnis	56

1. Einleitung

Im Jahre 1978 wurde im Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) eine Projektgruppe "Morphologische Analysen Nordseeküste" (MORAN) gebildet mit dem Ziel, durch Vergleich zweier quasi-simultaner Vermessungen des Küstenvorfeldes der deutschen Nordseeküste Aussagen über Materialbilanz und topographische Veränderungen zu finden. Die vorbereitenden Arbeiten begannen 1980, die eigentlichen Analysen zwei Jahre später. Das Projekt wurde von 1980 bis 1985 vom Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) finanziell und durch die beteiligten Dienststellen des Bundes und der Küstenländer mit Eigenleistungen gefördert. 1986/87 finanziert das Arbeitsamt Niedersachsen zwei Mitarbeiter.

Die 1978 gebildete Projektgruppe formulierte die anstehenden Aufgaben etwa wie folgt:

- Aussagen über topographische Veränderungen von Rinnen und Platen im Küstenvorfeld und in den Ästuaren der deutschen Nordseeküste von etwa 1975 auf etwa 1980 machen,
- Angaben über Sedimentations- und Erosionsgebiete liefern,
- Zusammenhänge zwischen topographischen Parametern und formenden Kräften darstellen,
- Schlußfolgerungen für die praktische Arbeit an der Küste ziehen.

Überlegungen zur Bewältigung der Aufgaben und erste Resultate für das Testgebiet Knechtsand wurden schon frühzeitig veröffentlicht (1981, 1982 und 1983), auf einem speziellen MORAN-Symposium 1983 in Bremen und in Vorträgen auf nationalen und internationalen Tagungen präsentiert. Inzwischen entstanden zudem Diplom- und Staatsexamensarbeiten zu diesem Thema.

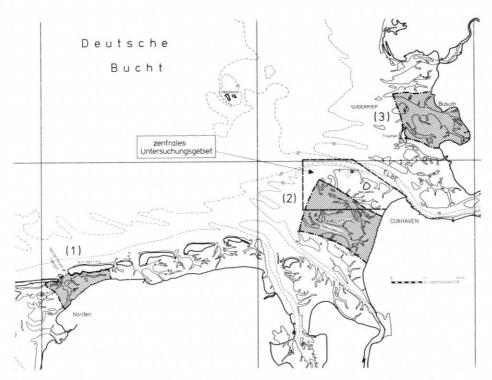


Abb. 1. Lageplan mit den Testfeldern des MORAN-Projektes und dem zentralen Untersuchungsgebiet

Es zeigte sich sehr schnell, daß eine befriedigende Lösung der gestellten Aufgaben nicht durch bloßen Vergleich zweier Karten möglich war, wie er schon früh für das Testgebiet Knechtsand vorlag (BARTHEL, 1981). Allgemein gültige Aussagen über einen fixierten Vergleichszeitraum von fünf Jahren hinaus können nur über den Weg einer umfangreichen morphologischen Analyse mit folgender Generalisierung erreicht werden. Außerdem ergab eine Sichtung des Datenmaterials, daß vergleichbare Aufnahmen nicht immer fünf Jahre auseinanderliegen und dann die Ergebnisse auf diesen Zeitraum "beschickt" werden müssen. Um dafür die Voraussetzungen zu schaffen, sind – wie noch gezeigt werden wird – mehr als zwei topographische Aufnahmen sowie Detailkenntnisse über den Seegang und über die Tideströmung erforderlich. Diese Voraussetzungen erfüllt im wesentlichen das südliche Elbmündungsgebiet. So konzentrierte sich – nach Vorarbeiten für die Testfelder Norderney, Knechtsand und Büsum – bald die Analyse auf den Bereich zwischen Außenelbe, Knechtsand und Küste (Abb. 1).

Hier wiederum konnten bis zu 16 topographische Aufnahmen für einzelne Flächen herangezogen werden; dies stellt eine ausreichende Grundlage zur Erreichung der gesteckten Ziele dar, da somit bis zu 120 Kartenvergleiche ermöglicht werden.

Die Arbeiten wurden begleitet von einer Projektgruppe mit folgenden Mitgliedern:

Dr. Barthel, Wasser- und Schiffahrtsamt Bremerhaven (bis 1981)

Prof. Dr. Bettac, Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg

Dr. Luck, Forschungsstelle Küste, Norderney (bis 1981)

Dr. RENGER, Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten, Kiel

Dr. Samu, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg

Dr. Schleider, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nordwest, Aurich

Prof. Dr. Siefert, Strom- und Hafenbau Hamburg, Cuxhaven (Obmann)

Dr. Stephan, Forschungsstelle Küste, Norderney (ab 1981)

Dr. WIELAND, Amt für Land- und Wasserwirtschaft Heide, Büsum

Dr. WISMER, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nord, Kiel

Die Arbeiten waren von Beginn an geprägt von der Grundidee einer flächenhaften Auswertung und der Herleitung bestimmter morphologischer Charakteristiken hinsichtlich längerfristiger Veränderungen und nicht nur eines Kartenvergleichs über fünf Jahre.

Die grundlegenden Gedanken und die entwickelten Ansätze zur Betrachtung der Umsatzhöhen wurden bereits vor längerer Zeit veröffentlicht (SIEFERT, 1983). Sie werden hier soweit wiederholt, wie es – etwa durch die Wahl neuer Symbole oder Parameter – zum Verständnis erforderlich ist. Zu dem damals abschließend genannten Arbeitsprogramm ist zu bemerken:

- a) Analysen in den Testfeldern Norderney und Büsum sowie weiteren "morphologischen Fenstern": Sie wurden durchgeführt, soweit dies erforderlich schien, um Erkenntnisse aus dem Testfeld Knechtsand zu erhärten, und werden an den entsprechenden Textstellen behandelt. Weitere Untersuchungen konzentrierten sich auf den Neuwerk-Scharhörner Wattkomplex.
- b) Ausdehnung der Kartenvergleiche 1975–80 auf das gesamte Untersuchungsgebiet: Da die Zweitaufnahme bisher nicht vollständig vorlag, konnten nur knapp 3400 km² küstennahes und knapp 4400 km² küstenfernes Gebiet in beiden Aufnahmen verglichen werden (siehe Kap. 4).
- c) Untersuchung kleiner morphologischer Einheiten: Diese Arbeiten wurden stark intensiviert und auf Umsatz und Bilanz ausgedehnt (siehe Kap. 2 und 3).
- d) Erarbeitung eines Werkes zur Bestimmung der Umsätze und Bilanzen im Küstenvorfeld: Wesentliche Grundlagen dazu werden in Kap. 3 vorgestellt, einschl. Hinweisen auf die formenden Kräfte.
- e) Berücksichtigung der sedimentologischen und biologischen Gegebenheiten: Dieses Thema wurde noch nicht weiter bearbeitet.
- f) Festlegung von Gebieten mit starken/schwachen Veränderungen: Dies ist nach den Ausführungen in Kap. 3.4 weitgehend möglich.

2. Die MORAN-Funktion

2.1 Definitionen; Parametrisierung

Vor den eigentlichen Erörterungen sind einige Bemerkungen über die bei den Analysen verwendeten Begriffe und Parameter sinnvoll, um Mißdeutungen zu vermeiden. Sie werden ergänzt durch das Symbolverzeichnis am Ende des Textes.

Morphologie* = Formenlehre, hier im Sinne der Geomorphologie als Lehre von der Oberflächengestalt eines Körpers einschließlich der diese formenden Kräfte und der gesetzmäßigen Abläufe, also der dynamischen Entwicklung. Zur Erforschung bedient man sich dabei der Morphometrie.

^{*} Die Definition für Morphologie in dem hier gebrauchten Sinne geht zurück auf GOETHE, der dieses Kunstwort von dem Anatomen BURDACH aufgriff und seine Bedeutung weiterentwikkelte.

Entsprechend ist die Anwendung im Küsteningenieurwesen eine Kombination aus

Topographie als (statische) Oberflächengestalt, hier parametrisiert durch die mittlere topogr. Höhe z (in dm KN) und die topogr. Ungleichförmigkeit (u = topogr. Höhe der 10 % höchsten minus derjenigen der 10 % tiefsten Teilflächen; in dm) von kleinen Einheiten

und

formenden Kräften, beim heutigen Stand der Untersuchungen abzuleiten aus Seegangsparametern $(\overline{H}, \overline{H}/d, \overline{H}/\overline{L})$ und Tideströmungsparametern $(v_m, v_{max}, Richtung, Reststrom)$.

Kleine Einheiten sind üblicherweise Quadrate von $A = 1 \text{ km}^2$ Größe (gelegentlich auch $A = \frac{1}{4}$ oder 4 km²), die unterteilt werden in

Teilflächen von je 1 ha Größe. Die Angaben für die kleinen Einheiten stellen die Mittelwerte aus den Daten der n Teilflächen dar.

Auf dem Wege zur Analyse der morphologischen Charakteristik werden Umsatz und Bilanz als Funktionen über der Zeit dargestellt. Dazu wird der Zeitparameter a (in Jahren anzugeben) eingeführt*. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß auf diese Weise generelle Aussagen über die Umsatz- und Bilanzhöhen als Funktionen von a möglich sind, wobei gilt:

U m s a t z einer kleinen Einheit = Summe aller Höhenveränderungen h' oder h_u' (in Zentimetern) der Teilflächen, unabhängig vom Vorzeichen, gegeben als mittlere Höhe h_u für die kleine Einheit,

Bilanz einer kleinen Einheit = Differenz zwischen der Summe der Sedimentationshöhen h's und derjenigen der Erosionshöhen h'e der einzelnen Teilflächen, gegeben als mittlere Höhe h_b für die kleine Einheit.

Für jede Teilfläche ist natürlich $h'_u = h'_b = h'_s$ bzw. = h'_e .

2.2 Morphologie künstlicher Störungen

Die Morphologie künstlicher Störungen zeigt folgende Zusammenhänge: Eine Verfüllung eines Baggerloches, Abtragung einer Aufspülung oder Verlandung eines Altarmes kann als Funktion der fortlaufenden Zeit t durch

$$V = f(t) = V_{ges} \cdot (1 - e^{-t/t_0})$$

beschrieben werden. Dabei stellt t₀ den Zeitpunkt dar, in dem nach Beginn der Wirkung natürlicher Kräfte auf eine Störung bei zeitlich konstanter Sedimentations- oder Erosionsrate die Störung wieder beseitigt gewesen wäre. Beispiel: Baggerloch im Kl. Vogelsand bei Neuwerk (Abb. 2). Gleicher Verlauf geht aus der Auswertung von drei Kernen aus dem Watt südlich von Nordstrand hervor (Abb. 3; aus Unsöld, 1974).

Hier wird bereits eine Funktion der Art

$$y = const. + \overline{y} \cdot (1 - e^{-f(t)})$$

für die Sedimentationshöhen genannt.

^{*} Dabei soll es sich definitionsgemäß um die Dauer eines Vergleichszeitraumes handeln und nicht um die fortlaufende Zeit. Diese Definition bereitet dem Leser erfahrungsgemäß Verständnisschwierigkeiten, ist aber von großer Wichtigkeit. – Zeiträume unter 1 Jahr werden nicht betrachtet, da kaum topographische Aufnahmen in kürzeren Abständen vorliegen und da das Hauptinteresse dem längerfristigen Verhalten gilt.

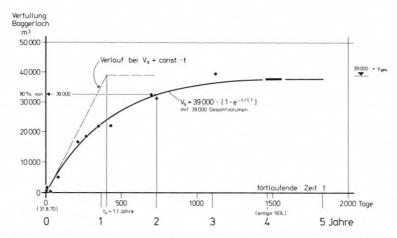


Abb. 2. Sedimentation im Baggerloch auf dem Kleinen Vogelsand (Elbmündung nördlich von Neuwerk)

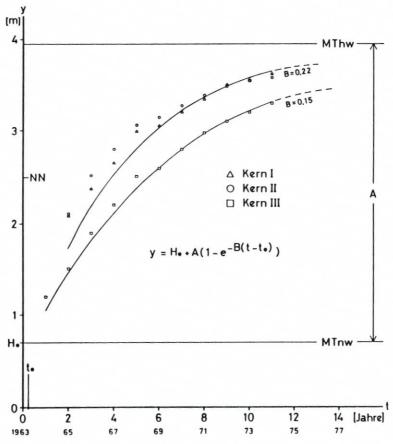


Abb. 3. Höhe y der Sedimentoberflächen in drei Kernen, bezogen auf die Sohle eines ehemaligen Baggerloches (-2,5 m NN), dargestellt in Abhängigkeit von der Sedimentationsdauer t (aus Unsöld, 1974)

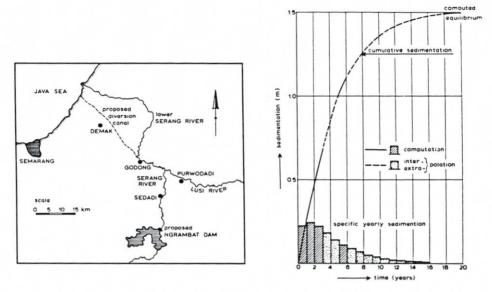


Abb. 4. Sedimentation im unteren Serang auf Java nach Bau eines Kanals (aus KERSSENS, 1980)

Die Kurven auf Abb. 2 und 3 können folgendermaßen interpretiert werden: Z. Zt. t=0 ist ein bestimmter topographischer Zustand geschaffen. An der Untersuchungsstelle mit den dort herrschenden formenden Kräften verändert sich dieser mit der Zeit in ganz bestimmter Weise. Material sedimentiert in dem Loch. Würde nach einer gewissen Zeit der Sedimentation erneut auf die alte Tiefe gebaggert, würde sich derselbe Prozeß, wiederum bei t=0 beginnend, wiederholen, sofern die formenden Kräfte in der Umgebung gleich blieben. Die Meßwerte V=f(t) bzw. y=f(t) stellen also die für diesen Ort und diese Ausgangssituation charakteristischen Daten dar. Sie werden durch Funktionen obiger Form sehr genau beschrieben.

Die Ergebnisse bei Neuwerk und Nordstrand – Verfüllung nach 3 bis 10 Jahren abgeschlossen – entsprechen auch Erfahrungen andernorts, wonach Sandentnahmestellen im Watt nach etwa 5 ± 2 Jahren wieder aufgefüllt sind. Theoretisch erreichen die Funktionen ihre Maxima asymptotisch, d.h., eine solche Störung würde sehr lange bemerkbar bleiben. Deswegen ist z.B. vorstellbar, für praktische Aussagen den Zeitpunkt zu berechnen, zu dem 90 % der Störung beseitigt sind.

Abb. 4 zeigt die Entwicklung in einem Altarm des Serang auf Java (Kerssens, 1980). Die berechnete Sedimentations-Funktion über der fortlaufenden Zeit entspricht denjenigen von Abb. 2 und 3.

2.3 Thesen zur Analyse "natürlicher Störungen"

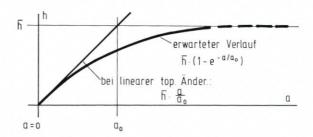
Die stochastischen Prozesse in der Natur führen zu quasi-periodischen und aperiodischen Veränderungen der Topographie. So entstehen "natürliche Störungen" als Reaktionen des Bodens auf die einwirkende Energie aus Strömung und Seegang. Es ist zu prüfen, ob

(1) diese Störungen (d. h. Änderungen der topographischen Höhe von Teilflächen) für eine Fläche A durch eine entsprechende Funktion

$$h = \overline{h} \cdot (1 - e^{-a/a_0})$$

ausgedrückt werden können, wobei a als einzige Veränderliche dann einen Betrachtungszeitraum angibt, nicht aber die fortlaufende Zeit;

(2) hals ein (theoretisch erst für sehr große a erreichbarer) definierbarer Höchstwert der Mittel aus den Werten der Teilflächen realisierbar ist; ao ist der Zeitraum, in dem hbei gleichsinniger, linearer Veränderung der Topographie der Teilflächen erreicht würde*:



- (3) die Parameter h
 und a
 von den formenden Kr
 äften, der gew
 ählten Fl
 ächengr
 öße und der
 Topographie abh
 ängen;
- (4) eine Funktion für ein bestimmtes, energetisch definierbares Gebiet gilt;
- (5) eine Veränderung der formenden Kräfte zu neuen h
 und a₀ führt und an diesen erkennbar wird.

Bereits die ersten Untersuchungen hatten gezeigt, daß der Ansatz für die Summe von Sedimentations- und Erosionshöhen, also den Umsatz, gilt. Bei

$$\Sigma h_u' = \Sigma |h_s'| + \Sigma |h_e'|$$

ergibt sich als mittlere Umsatzhöhe

$$h_u = \frac{1}{n} \cdot \sum h_u'$$

Es ist leicht nachzuvollziehen, daß die

$$\sum h_b' = \sum (h_s' + h_e')$$

und damit die mittlere Bilanzhöhe

$$h_b = \frac{1}{n} \cdot \sum h_b'$$

keineswegs gleich hu sein muß oder sich in einer ähnlichen Funktion von a darstellen läßt. Vielmehr läßt die Beobachtung erwarten, daß

- (6) in der Natur stets auch über sehr kurze Zeiträume hu in der hier verwendeten Definition nachgewiesen werden können (wie später auch aus Abb. 20 hervorgeht),
- (7) stets eine hu-Verteilung vorliegt (was auch schon bei Siefert [1983] gezeigt wurde),
- (8) allgemein $0 \le |h_b| \le h_u$ gilt, ohne daß von h_u unmittelbar auf h_b geschlossen werden kann,
- (9) die Anzahl n der Teilflächen groß sein muß (möglichst n = 100), um eine charakteristische Funktion $h_u = f(a)$ entwickeln zu können,

^{*} Zu Beginn der Arbeiten (Siefert, 1983) war ein Parameter β eingeführt worden, der identisch mit a_0^{-1} ist.

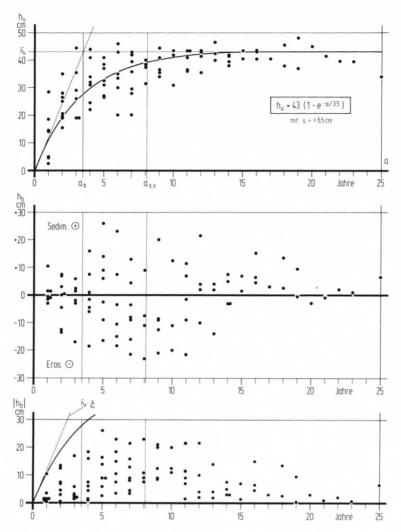


Abb. 5. Umsatzhöhen h_u und Bilanzhöhen h_b über dem Vergleichszeitraum a für eine kleine Einheit auf dem Neuwerker Watt (A = 1 km², n = 100 Teilflächen) für 91 Kartenvergleiche

(10) die Funktionen h_u = f(a) und die Punkthaufen h_b = f(a) stets im Ursprung beginnen. Ein typisches Beispiel für die Thesen 1, 6, 8 und 10 zeigt Abb. 5 mit 91 Kartenvergleichen einer kleinen Einheit von 1 km² Größe auf dem Neuwerker Watt.

2.4 Theoretische Überlegungen

Die Höhen* solcher Teilflächen mögen sich ständig verändern, und zwar quasi-periodisch auf und ab. Abb. 6 zeigt in den ersten beiden Skizzen h_b und h_u als Funktionen von t,

^{*} Um den Bezug zwischen Höhe und Volumen zu veranschaulichen, sei vermerkt: 1 cm Höhenänderung bedeutet Volumenänderungen von 100 m 3 (bei A = 1 ha) bzw. 10 000 m 3 (bei A = 1 km 2).

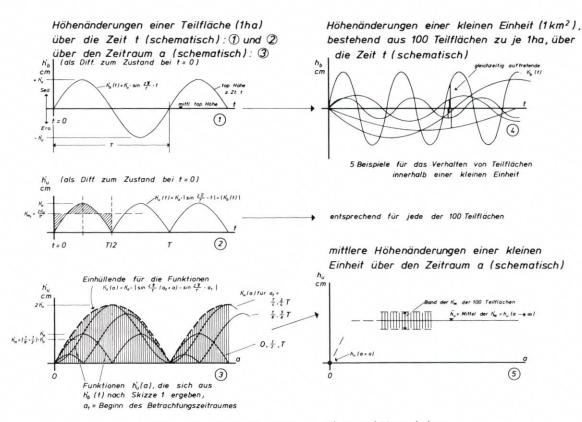


Abb. 6. Skizzen zur Erläuterung von Bilanz- und Umsatzhöhen

dargestellt für eine Teilfläche, wenn idealisierend hierfür sin-Funktionen mit einer Periode T angenommen werden.

h_u(a) in der 3. Skizze stellen mögliche Funktionen für eine einzelne Teilfläche dar, abhängig von a_t als dem Beginn des Betrachtungszeitraumes:

$$h_u'(a) = h_0' \cdot \left| \sin \frac{2\pi}{T} \left(a_t + a \right) - \sin \frac{2\pi}{T} a_t \right|$$

Zur Berechnung eines Mittelwertes werden die Funktionen integriert:

$$\int h_u'(a) \; da = h_0' \cdot \left[-\frac{T}{2\pi} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} \cdot (a_t + a) - a \cdot \sin \frac{2\pi}{T} \cdot a_t \right]$$

Den niedrigsten Mittelwert erhält man für $a_t = 0$:

$$\int\limits_{0}^{T} h_u'(a; \ a_t = 0) \ da = 2 \cdot h_0' \cdot \left[\frac{T}{2\pi} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} \cdot a \right]_{T/2}^{0} = \frac{4T}{2\pi} \cdot h_0'$$

Als Mittelwert über die Zeit (Periode) T wird er zu

$$\frac{2}{\pi} \cdot \mathbf{h}_0' = \mathbf{h}_{\mathbf{m}_1}'$$

 $\int\limits_{0}^{T}h_{u}\left(a;\;a_{t}=\frac{T}{4}\right)\text{ liefert als höchsten Mittelwert über die Zeit T:}$

$$h_0' = h_{m_2}'$$

$$\sum_{a_{r}=0}^{T}\,h_{u}^{\,\prime}\rightarrow\,h_{m}^{\,\prime}\,\approx\,\left(\frac{1}{\pi}+\frac{1}{2}\right)\cdot\,h_{0}^{\,\prime}$$

 h_m' ist unabhängig von T. Da in der Natur aber unterschiedliche h_0' für einzelne Teilflächen nebeneinander auftreten (Skizze 4 auf Abb. 6), wird für große a der asymptotische Wert \overline{h}_u zum Mittel der h_m' :

(Skizze 5 auf Abb. 6). So errechnet sich

$$\overline{h}_{u} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{1}^{n} h_{0}' \cdot \left(\frac{1}{\pi} + \frac{1}{2}\right) = \frac{2+\pi}{2\pi n} \cdot \sum_{1}^{n} h_{0}'$$

Wie die Skizzen 3 und 4 auf Abb. 6 zeigen, gilt andererseits stets

$$a = 0 \rightarrow h_u = 0$$

Es muß also mathematisch ein Übergang vom Ursprung zu einer horizontalen Asymptote formuliert werden, um die Entwicklung der Umsatzhöhen kleiner Einheiten als Funktionen der Dauer eines Vergleichszeitraumes zu erfassen. Dazu bietet sich eine Sättigungsfunktion an. Ein solcher Ansatz mit

$$h_{u}(a) = \overline{h}_{u} \cdot (1 - e^{-a/a_0})$$

erlaubt eine weitere Aussagemöglichkeit:

Die Steigung im Ursprung beträgt

$$dh_u/da (a=0) = \overline{h}_u/a_0$$

was bedeutet, daß bereits nach einem Zeitraum a_0 die Umsatzhöhe \overline{h}_u erreicht wäre, wenn der Umsatz linear mit der Länge des Betrachtungszeitraumes zunähme.

Das läßt die Skizze auf S. 8 erkennen. Darüber hinaus ist festzustellen:

(1) Ein über a linear steigender Umsatz

$$h_u = \overline{h}_u \cdot \frac{a}{a_0}$$

ist gleichzeitig ein solcher über t und ist Ausdruck ständig zunehmenden Anwachses (Abtrages).

- (2) Nimmt man an, daß die Höhenveränderungen in allen Teilflächen über längere Zeit gleichsinnig verlaufen können, so kann für die kleine Einheit |h_b|_{max} = h_u werden; geschieht je zur Hälfte Sedimentation und Erosion, so wird h_b = 0.
- (3) Bleibt der Umsatz von Jahr zu Jahr auch fortlaufend gleich, so wird die Höhenänderungsrichtung der einzelnen Teilflächen nicht gleich bleiben (z.B. Wechsel von Sedimentation auf Erosion). Daraus folgt bei einem Kartenvergleich über einen längeren Zeitraum (ab gegenüber aa auf Abb. 7), daß der erfaßbare Umsatz kleiner als die Summe der jährlichen Umsätze ist:

$$h_u(a) < \overline{h}_u \cdot \frac{a}{a_0}$$

$$\frac{dh_u}{da} = \frac{1}{a_0} \cdot (\overline{h}_u - h_u)$$

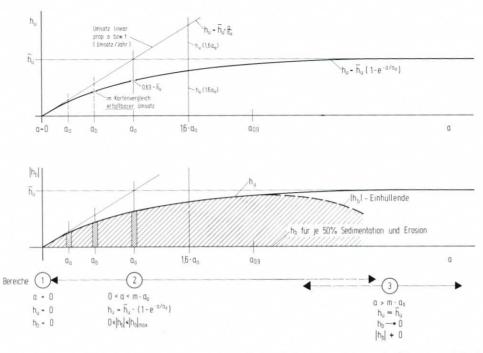


Abb. 7. Skizzen zur Beschreibung der Umsatz- und Bilanzhöhen mit Sättigungsfunktionen und drei unterschiedlichen Bereichen

und weist aus, daß die über einen Vergleichszeitraum a feststellbare Umsatzrate linear von der Differenz zwischen dem asymptotischen Grenzwert und dem gemessenen Umsatz abhängt. Wie Abb. 7 zeigt, gilt dies zunächst auch für die |h|_{max}. In diesem Zusammenhang bezeichnet Unsöld (1974) die Konstante 1/a₀ als "Sedimentations-Wirkungsgrad".

- (5) Daß h_u ≠ f(a) wird und const. bleibt, ist nur möglich, wenn h_b als Mittelwert aus einzelnen Kartenvergleichen gegen Null geht. Wenn dies nicht so ist und h_b für große a einen im Verhältnis zu h_u bemerkenswerten Betrag behält oder gar wächst, muß nach aller Erfahrung h_u wachsen. Damit aber wäre h

 _u ≈ const. nicht mehr erfüllt, was auch schon in Pkt. (1) ausgedrückt wird.
- (6) Danach stellen sich drei Bereiche ein, die auf Abb. 7 bezeichnet sind und in denen unterschiedliche Entwicklungen von hu und hb auftreten.

Aus diesen Überlegungen lassen sich drei Schlußfolgerungen ziehen:

- (7) Wenn ein Vergleichszeitraum so groß ist, daß die maßgebende Funktion $h_u = f(a)$ nachweislich den Bereich mit $h_u \approx {\rm const.} \approx \overline{h}_u$ erreicht hat, so ist davon auszugehen, daß das Gebiet über diesen Zeitraum $a \ge m \cdot a_0$ höhenstabil ist*, kürzere Zeiträume aber durchaus Höhenänderungen zulassen.
- (8) Die tatsächliche Umsatzrate (etwa in cm/Jahr) wird wenn überhaupt nur bei Kartenvergleichen über sehr kurze Zeiträume erfaßt; je größer a ist, desto stärker weicht der meßbare vom tatsächlichen Umsatz ab. Ersterer ist über den formalen Ansatz berechenbar.

^{*} m muß empirisch bestimmt werden.

(9) Wenn a₀ und h

u von Gebiet zu Gebiet wechseln, so sind Aussagen aus Kartenvergleichen über größere Flächen dann problematisch, wenn der Zeitraum zwischen ihnen a < m · a₀ (mit a₀ als maximal in diesem Gebiet zu erwartendem Wert) ist. Denn dann werden – je nach morphologischer Charakteristik – die Funktionen h

u = f(a) und |h

max = f(a) an Stellen "angeschnitten", die keine gleichgewichtigen Aussagen für h

u und h

zulassen.

2.5 Praktischer Nachweis (Beispiele)

Umsatzhöhen hu und Bilanzhöhen hb in o.g. Form wurden zur Verifizierung für rd. 500 kleine Einheiten* durch Auswertung von topographischen Aufnahmen (teilw. jährlich) ermittelt. Sie konnten bereits in der grundlegenden Untersuchung bestimmten topographischen Gegebenheiten und formenden Kräften (vor allem Seegang) zugeordnet werden. Inzwischen wurden Analysen kleiner Einheiten vom Knechtsand bis Nordfriesland durchgeführt, wobei auch statistische Größen wie Korrelationskoeffizient r und Standardabweichung s ermittelt wurden.

Im folgenden werden auf einer Reihe von Abbildungen Nachweise für die Richtigkeit der Thesen und der Schlußfolgerungen aus den theoretischen Überlegungen gegeben. Dabei handelt es sich nur um ausgewählte, besonders einfache Beispiele, die aus dem vorhandenen Datenkollektiv beliebig vermehrt werden könnten.

(a) Zu Kap. 2.3, Pkt. (1), (2), (10)

Kap. 2.4, Pkt. (4), (7)

Abb. 8 zeigt, daß tatsächlich ein asymptotischer Grenzwert \overline{h}_u erreicht und über sehr lange Zeit gehalten wird. Der Beginn der Asymptote wurde für die Praxis bei

$$a (Asy.) = a_{0,9} = 2,3 \cdot a_0$$

willkürlich festgelegt, d.h. bei einem Zeitraum, nach dem $0.9 \cdot \overline{h}_u$ erreicht ist. Ferner werden auf Abb. 8 die Zusammenhänge zu den Ausführungen am Beginn des Kap. 2.4 hergestellt.

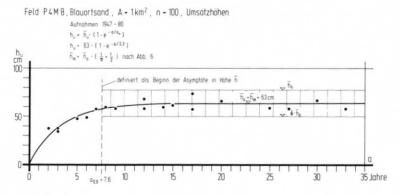


Abb. 8. Umsatzhöhen h_u über dem Vergleichszeitraum a für eine kleine Einheit auf dem Blauortsand (A = 1 km², n = 100 Teilflächen, Aufnahmen 1947 bis 1980)

^{*} Hinweis: auf Abb. 21 sind diese Einheiten bezeichnet.

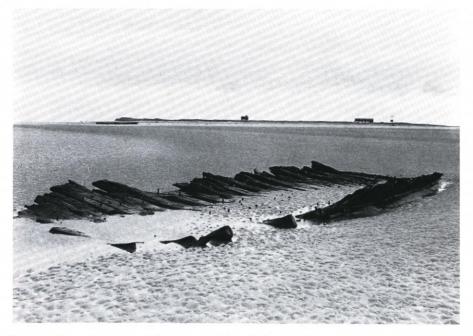


Abb. 9. Wrackreste eines vermutlich um 1920 auf der Scharhörner Plate gestrandeten Schiffes tauchten um 1970 im Gebiet des Nordweststrandes auf (GÖHREN, 1971). Nach 1976 waren sie wieder bedeckt

(b) Zu Kap. 2.3, Pkt. (8), (9)

2.4, Pkt. (2), (3), (5), (7), (8)

Gelegentlich auftauchende Wrackteile lassen auf Umsatzhöhen von etwa 0,5 m schließen (Abb. 9). Langfristige Vergleiche liefern dann i.M. ausgeglichene Bilanz solch einer Teilfläche.

(c) Zu Kap. 2.3, Pkt. (3), (4), (5)

Abb. 10 und 11 zeigen die Umlagerungsintensität an: Wenn die Umsatzrate sehr klein, d.h. a_0 groß und \overline{h}_u klein sind, dann reicht die Besiedlung des Bodens bis an die Oberfläche. Dies trifft im wesentlichen im hohen, brandungsfreien Watt zu. In Prielgebieten (Abb. 10) und Brandungszonen (Abb. 11) ist dagegen mit häufigen Umlagerungen (d.h. kleinen a_0 und größeren \overline{h}_u) zu rechnen, die keine durchgehende Verwühlung gestatten.

(d) Zu Kap. 2.3, Pkt. (3), (4)

Auf die Abhängigkeit der Parameter \overline{h}_u und a_0 von den formenden Kräften war bereits kurz in der grundlegenden Arbeit eingegangen worden (Abb. 25 bei Siefert, 1983). Ferner wird auf Kap. 3.4.1 dieser Abhandlung verwiesen.

(e) Kap. 2.3, Pkt. (3), (9)

Kap. 2.4, Pkt. (5), (6), (7)

Eine besondere Untersuchung befaßte sich mit dem Einfluß von n bzw. A auf \overline{h}_u und a_0 (Jensen, 1983). Im einzelnen wurden statistisch durch Analyse von kleinen Einheiten (meist 1 km² und 4 km²) aus einem 60 km² großen Gebiet des Scharhörner Watts u. a. folgende Ergebnisse erhalten:

– Die asymptotische Umsatzhöhe \overline{h}_u ist nach etwa a = 10 Jahren erreicht (was a_0 = 3 bis 5 Jahre bedeutet);

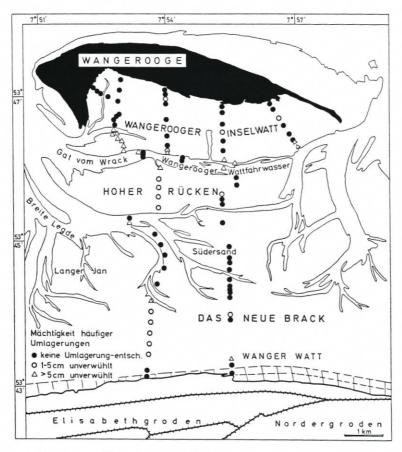


Abb. 10. Mächtigkeit unverwühlter Oberflächenschichten im Watt von Wangerooge. Starke Verwühlung ist verbreitet; nur an Rinnen und durchströmten Senken wird häufig umgelagert (aus REINECK, CHEN und WANG, 1986)

- die mittleren Umsatzhöhen nehmen mit wachsender Einheitsflächengröße A ab (nach einem empirischen Ansatz bleiben sie für A > 200 km² etwa gleich);
- nach 11 bis 40 Jahren ist für A = 1 bis 4 km² jeweils ein Zustand mit je 50 % Erosionsund Sedimentationsanteilen am Umsatz gegeben (was $h_b = 0$ bedeutet).
- (f) Zu Kap. 2.3, Pkt. (3), (4), (5)

Abb. 12 zeigt ein Beispiel aus dem Mühlenberger Loch, einem Wattgebiet westlich von Hamburg, woraus die unterschiedlichen Entwicklungen vor und nach künstlichen Eingriffen hervorgehen. Die Ausgangswerte z. Zt. 1950 und 1970 weichen stark voneinander ab. Sie führen für a unter 10 Jahren zunächst zu einer Streubreite von h_u = 25 bis 140 cm, die es praktisch verböte, eine repräsentative Funktion zu bestimmen. Berücksichtigt man aber, daß bis 1970 stets in dem untersuchten Feld gebaggert wurde und danach starke Sedimentation einsetzte, so verlangt dies eine Trennung. Die große Streuung der Kartenvergleiche ab 1970 geht auf die fortschreitende Sedimentation zurück, die für a = 12 Jahre fast $h_b = \overline{h}_u$ liefert.

(g) Zu Kap. 2.3, Pkt. (7), (8)

Abb. 13 bringt einen der im Projekt verwendeten Kartenvergleiche, der zeigen mag, daß

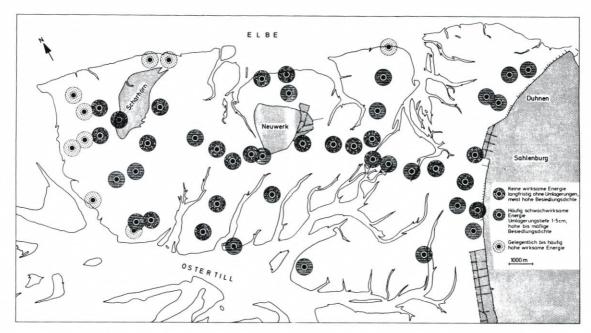


Abb. 11. Darstellung der Umlagerungsintensität im Neuwerk-Scharhörner Watt (aus Reineck, 1975)

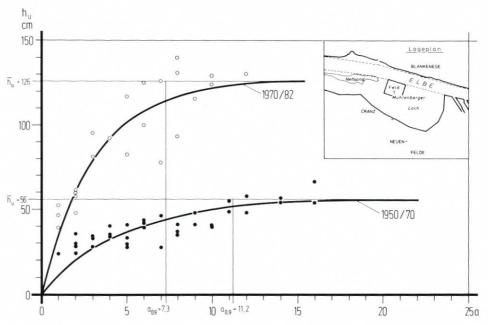


Abb. 12. Umsatzhöhe $h_u = f(a)$ für ein Feld im Mühlenberger Loch bei Hamburg aus zwei unterschiedlichen Zeiträumen (aus Siefert, 1984)

Freie u. Hansestadt Hamburg - Strom- u. Hafenbau Referat Hydrologie - Unterelbe CUXHAVEN

KEKI - Projekt M O R A N

MORPHOLOGISCHE VERAENDERUNGEN 1966-1972 Position: 3469000 5971000 (u.l.) Planquadrat: N9J1

Bezeichnung	1966	1972
		and the same of the case was too over the own test one of the
Bezugshor.BH=NN- (m)	1.60	1.60
Mittl. Hoehe unter BH (dm)	-12.33	-10.94
Top.Unaleichfoermigkeit (dm)	14.30	16.20
Punkte	100	100

Differenz in dm (unter Beruecksichtigung moeglicher unterschiedlicher BH)

				1	2	F 3	eld 4	1 1 5	Feld 6	2 7	8	9	10	
		1	1	0	1	-1	-2	-3	-3	-3	-3	-3	-2	
		2	-	1	0	-1	-1	-2	-2	-2	-2	-2	-1	h' _b = h' _u
		3	-	4	0	1	-2	-1	-1	-1	0	0	1 !	
		4	-	-2	-3	0	3	1	0	0	1	0	0	
Feld	1	5	ì	-3	-4	-2	-2	-1	0	1	1	2	2	Feld 2
Feld	3	6	1	-5	-5	-4	-2	-2	-1	1	2	1	-1 :	Feld 4
		7		-7	-2	0	-2	-5	-7	-6	-5	-5	-2	
		8		0	0	0	1	2	1	1	0	0	0	_top Änderung
		9	1	-1	-3	-3	-4	4	-2	-1	-1	-1	-1	einer Teilfläche
		10	1	-2	-3	-4	-4	-4	-3	-2	-2	-2	-2	(1ha)

Feld 3 | Feld 4

Mittel	Gesamt	Feld4	Feld3	Feld2	Feld1	1	Bezeichnung
					and the and the last time last		
0.27	27	6	3	8	10	(clm)	Anwachshoehe
1.66	166	44	66	25	31	(dm)	Abtragshoehe
hb1.39	-139	-38	-63	-17	-21	(dm)	Bilanzhoehe
hu = 1.93	193	50	69	33	41	(dm)	Umsatzhoehe
	100	25	25	25	25		Punkte

Aufgestellt: Cuxhaven. den 19.08.1986

.

St.u.H.82/MORAN-Koe/HP85-82905B

Abb. 13. Beispiel für die Auswertung von Kartenvergleichen für eine kleine Einheit von 1 km2

stets eine Vielfalt von h'-Werten in einer kleinen Einheit gemittelt wird (und zur Übersichtlichkeit werden sollte), hier mit $-7 \le h' \le +4$ dm. Außerdem ist $|h_b| < h_u$. Charakteristische h_u' -Verteilungen werden im Rahmen der bevorstehenden Arbeiten analysiert werden.

(h) Zu Kap. 2.3, Pkt. (4)

Als beste Anpassung für die kleine Einheit von Abb. 5 hat sich die dort angegebene Umsatzfunktion

$$h_u = 43 \cdot (1 - e^{-a/3,5}) \pm 1,4$$

ergeben mit $s = \pm 6,5$ cm für 91 Kartenvergleiche. Läßt man den letzten Jahrgang (1979) aus, womit nur noch 78 Kartenvergleiche möglich sind, so erhält man

$$h_u = 45 \cdot (1 - e^{-a/3,5}) \pm 1,5$$

mit $s = \pm 6,7$ cm und damit praktisch ein identisches Resultat.

18

(i) Zu Kap. 2.3, Pkt. (4), (6), (8), (10), Zu Kap. 2.4, Pkt. (2), (5), (6), (8)

> In Abb. 14 bis 17 sind wiederum beispielhaft die Werte hu, hund |hb über a dargestellt. Sie zeigen das Erwartete bei verschieden großen h und ao, und zwar aus dem Neuwerker wie dem Wesselburener Watt:

- Die h_u-Daten werden mit geringen Standardabweichungen s (nicht über 11 % von h
 _u) durch bestimmte Sättigungsfunktionen erfaßt.
- hu und hb erlauben den Rückschluß, daß sie im Ursprung zu Null werden.
- Bei Vergleichen über 1 bis 2 Jahre kann | h_b | _{max} etwa gleich h_u werden, es sind aber alle Werte zwischen + hu und - hu möglich.
- Schon ab a = 2 Jahre liegt die Einhüllende der |hh| unter der hu-Kurve.
- Ab a_{0.9} steigen die |h_b| nicht mehr, sie fallen langsam ab.
- Die Bereiche von Abb. 7:

$$a = 0; h_u = 0; h_b = 0$$

0 < a < m
$$\cdot$$
 $a_0;~h_u$ = $\overline{h}_u \cdot (1 - e^{-a/a_0});~h_b$ \pm 0

werden jeweils erkennbar, ohne daß m schon bestimmt ist. Der Bereich

$$a > m \cdot a_0$$
; $h_u \approx \overline{h}_u$; $h_b = 0$

wird im Beispiel auf Abb. 5 etwa erreicht.

Somit bleibt nachzuweisen, ob

- werden.
- für entsprechend definierbare Gebiete bestimmte Funktionen h_u = f(a) gelten,
- Beziehungen zwischen hu, ao und |hb|max bestehen,
- für a > m ⋅ a₀ schließlich h_b nach Null geht (also die Bestimmung von m),
- das Verhältnis h_b/h_u sich fassen läßt.

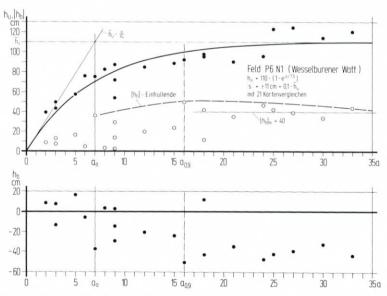


Abb. 14. Umsatzhöhen hu und Bilanzhöhen hb am Südrand des Wesselburener Wattes

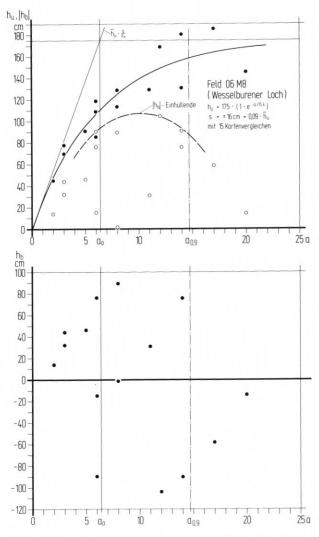


Abb. 15. Umsatzhöhen hu und Bilanzhöhen hb im westlichen Wesselburener Loch

3. Analysen zur morphologischen Charakteristik

3.1 Bisherige Untersuchungen

Nach den Ausführungen von Kap. 2 ist zu erwarten, daß über die Funktion $h_u = f(a)$ der Umsatzhöhe Aussagen zur morphologischen Charakteristik, zur Stabilität eines Gebietes und zur Beziehung von Kartenvergleichen über unterschiedlich lange Zeiträume möglich sind. Darüber hinaus aber liefert der Quotient \overline{h}_u/a_0 einen guten Anhalt für die Größe des jährlichen Umsatzes, der wohl am ehesten mit den einwirkenden Kräften in Verbindung gebracht werden kann.

Nun wurden im Laufe der letzten Jahrzehnte eine ganze Reihe verschiedener Verfahren

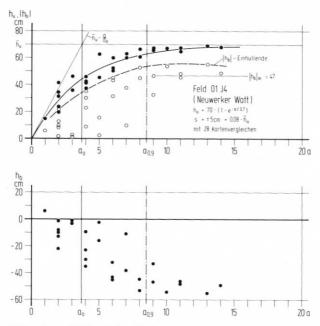


Abb. 16. Umsatzhöhen hu und Bilanzhöhen hb im Einzugsgebiet des Buchtloch (Neuwerker Watt)

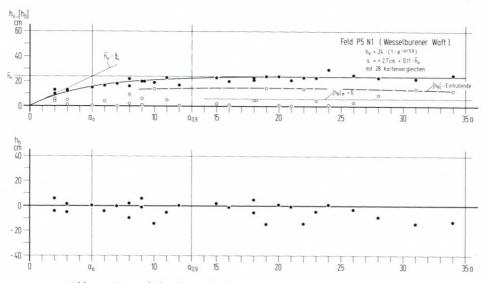


Abb. 17. Umsatzhöhen hu und Bilanzhöhen hb auf dem Wesselburener Watt

für topographische und morphologische Analysen entwickelt. Bei der Bearbeitung von Kartenvergleichen handelt es sich vornehmlich um folgende Methoden:

- Übereinanderzeichnen der Tiefenlinien der zu vergleichenden Karten,
- Darstellung bestimmter Profile in Abhängigkeit von der Zeit (Profilganglinien oder Zeit-Weg-Linien),
- flächenhafte Darstellung der Tiefendifferenzen zweier zu vergleichender topographischer Karten (Tiefenänderungspläne).

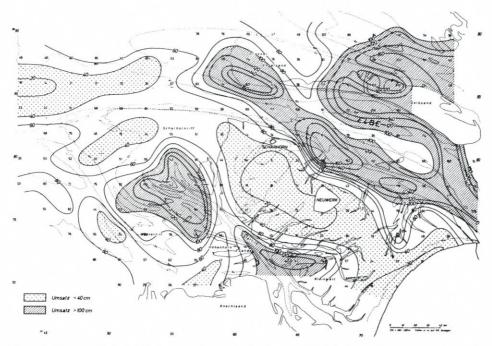


Abb. 18. Topographische Veränderungen in der Außenelbe von 1965 bis 1970; Umsatzhöhen in cm als Mittelwerte in 4 km² großen Flächen (aus GÖHREN, 1971)

Letzteres Verfahren wird von Göhren (1970) favorisiert und ausführlich für Untersuchungen im Elbmündungsgebiet genutzt. Zusätzlich bringt er hier noch zwei und 1971 eine weitere

Darstellung der Umsatzhöhen als Mittel für 4 km² große Felder (Beispiel auf Abb. 18).
 RENGER (1976) führt die später im schleswig-holsteinischen Wattenmeer angewandte

Stabilitätsanalyse von Watteinzugsgebieten und Tidebecken auf der Grundlage von zweidimensionalen Niveauflächen-Darstellungen ein. Er charakterisiert Watteinzugsgebiete durch Verteilungsfunktionen.

Zur Untersuchung von Morphodynamik und Materialbilanz in der Unterelbe verwendet Dammschneider (1983) ein Meßverfahren auf Isolinienbasis:

 Größe von Isobathenflächen unter Kartennull (KN); Berechnung des "morphologischen Volumens" zwischen KN und Sohle über die mittlere Wassertiefe der Fläche; Vergleich der Volumina verschiedener Karten in Rasterflächen.

Schließlich hat Taubert (1986) die bisherigen Untersuchungsmethoden erneut zusammengestellt, eine weitere hinzugefügt und den heutigen Wissensstand beschrieben. So verwendet er die

morphodynamische Kartenanalyse unter Einbeziehung von Geschwindigkeit, Beschleunigung und "Drive" von Veränderungen.

Den Zusammenhang zwischen den äußeren Kräften und den Formänderungen versucht er über den allgemeinen Ansatz aus der Festigkeitslehre herzuleiten als

$$dz = \frac{F \cdot z}{A \cdot M}$$

mit dz = Formänderung der Wattoberfläche

22

F = äußere Belastung

z = Wassertiefe

A = Wattfläche

M = innerer Widerstand

Als Formänderung setzt Taubert also die Höhenänderung dz einer quadratischen Fläche A infolge äußerer Belastung F an und stimmt damit mit einem der Ziele des MORAN-Projektes überein.

Jedes der erwähnten Verfahren hat seine Vorzüge und Nachteile. Eine kurze Diskussion soll veranschaulichen, warum für die Lösung der im Projekt gestellten Aufgaben (Kap. 1) trotz des großen "Angebotes" ein neuer Weg beschritten worden ist:

Das Übereinanderzeichnen von Tiefenlinien bleibt nach Göhren (1970) "nur dann übersichtlich, wenn man sich auf Kartenausschnitte oder einige wenige Tiefenlinien beschränkt". Zudem ist die "Verlagerung" einer Tiefenlinie kein physikalischer Parameter, sondern nur eine topographische Hilfsgröße zur Demonstration der Bilanz zwischen zwei oder (bei Wahrung der Übersichtlichkeit) drei Aufnahmen. Verallgemeinerungen für Gebiete gleicher morphologischer Charakteristik können höchstens qualitativ sein. So lassen sich zwar Bereiche feststellen, die höhenstabil sind oder – besonders an Wattströmen und Brandungsplaten – die Lage ihrer Ränder verändern. Um welche Massenbilanzen es sich dabei handelt oder wie groß kurzzeitige Wechsel zwischen den Aufnahmen sein können, ist so nicht festzustellen. Auch die Mitteilung über die Zeit (in m Verlagerung je Jahr z.B.) ist durchaus problematisch: Die Differentialgleichung der Umsatzfunktion (Kap. 2.4) und Abb. 14 bis 17 dokumentieren, daß weder der aus Kartenvergleichen ablesbare Umsatz noch die Bilanz linear mit a wechseln.

Zeit-Weg-Linien sind nach Göhren (1970) "besonders zur Herausarbeitung langfristiger Veränderungen geeignet, geben jedoch nur ein eindimensionales Bild". Er hat sie dann auch verwendet, um die Tiefenänderungen und Verlagerungen der Außenelbe und die Strandveränderungen bei Scharhörn zu zeigen. So können Veränderungen in der Lage von Tiefenlinien beschrieben und Phasen stärkerer und geringerer Stabilität zeitlich eingegrenzt werden. Aber auch mit diesem Verfahren können allgemeine Aussagen über das Verhalten einer Fläche nur schwer (durch viele eng aneinanderliegende Profile, wie dies auch Taubert [1986] für die Norderhever versucht) und Angaben über Umsatz und Bilanz, also die durch die angreifenden Kräfte bewegten Massen, gar nicht gemacht werden.

Tiefen änderungspläne, wie sie Lucht und Hundt schon in den 1950er Jahren, danach Knop (1961, 1963), Göhren (1970, 1971), Klug und Higelke (1979) und eine Reihe weiterer Autoren verwendet haben, bieten nach Göhren (1970) "die Möglichkeit, die morphologischen Entwicklungen ausgedehnter Gebiete in einfacher und übersichtlicher Form herauszustellen, und sind in dieser Hinsicht den beiden o.g. Verfahren überlegen". Dazu wird das Untersuchungsgebiet gerastert, bei den MORAN-Arbeiten im Gauß-Krüger-Netz in 1 km² große Felder. Zur Aufstellung der Pläne können – wie bei Knop (1961) – Höhendifferenzen durch Übereinanderlegen zweier topographischer Karten oder – wie bei Göhren (1970) – die Differenzen der mittleren Höhen begrenzter Felder zweier Aufnahmen bestimmt werden. So ergeben sich die Bilanzhöhen.

Eine der Aufgaben des MORAN-Projektes ist es, auf die letztere Art die Karten um 1975 und um 1980 miteinander zu vergleichen. Da dies aus verschiedenen Gründen nicht für das gesamte Küstenvorfeld möglich sein wird, wurde die Idee geboren, allgemeine Gesetzmäßigkeiten zwischen der Bilanzhöhe hb und dem Zeitraum a zwischen zwei topographischen Aufnahmen herzuleiten. Dazu zeigen die Beispiele auf Abb. 5 wie auf Abb. 14 bis 17 schon die Schwierigkeiten, die sich bei einer Verallgemeinerung der aus einem einzigen Kartenvergleich hervorgehenden Aussagen einstellen: Über relativ kleine Zeiträume (Anhaltswert: bis

			Lage der Felder
Feld	km²	Anzahl der vermarkten Nivpunkte (n)	5 Cose
1	3,2	319	
2	2,4	240	
3	3,5	354	Neuwarker Watt

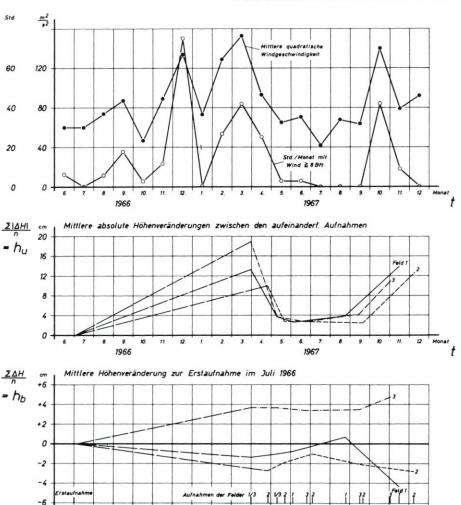


Abb. 19. Höhenveränderungen in drei Testfeldern im Neuwerk-Scharhörner Watt (aus Göhren, 1970)

1967

1966

15 Jahre) sind mehr oder weniger "willkürlich" Sedimentation oder Erosion in verschiedenen Beträgen in ein und demselben Gebiet festzustellen. Und nur wenn der Kartenvergleich über ein Jahr geht, besteht die Aussicht, daß die ermittelte Bilanzhöhe Schlüsse auf die in dieser Zeit tatsächlich bewegten Massen zuläßt. Entsprechend kritisch ist die Methode, durch einfache Division mittlere Jahresveränderungen zu bilden oder diese möglicherweise zu extrapolieren.

Die Darstellung der Umsatzhöhen hu, wie sie Göhren parallel nach demselben Verfahren für einige Vergleiche benutzt, liefert ein anschaulicheres Bild über die tatsächlichen Vorgänge, wie dies schon mit Abb. 5 bis 8 zu erläutern versucht wurde. Abb. 18 zeigt einen dieser Vergleiche mit Umsatzhöhen von 4 km² großen Einheiten über einen Zeitraum von fünf Jahren. Er weist auf erwartungsgemäß kleine hu auf dem brandungsfreien Watt und im tieferen Wasser der äußeren Außenelbe hin, zeigt dagegen große Umsätze im Bereich der Brandungsplaten, des Neuwerker Fahrwassers (u.a. als Folge von Verklappungen) und des Großen Vogelsandes/Gelbsandes (mit dem Resultat längerfristig gleichgerichteter Veränderungen). Dieses Bild wird – soweit dort erfaßt – durch die Untersuchungen auf Abb. 10 und 11 qualitativ bestätigt und erhärtet Aspekte, die in Kenntnis dieser Darstellungen schon in Kap. 2.3 und 2.4 genannt sind.

So weist der Umsatz auf die morphologische Aktivität und auf die Intensität des Materialtransportes (Göhren, 1970, 1971). Damit scheint es zwingend, Untersuchungen über Zusammenhänge zwischen Materialtransport und Energie mittels Umsatzhöhen anzustellen. Folglich wurde im MORAN-Projekt beschlossen, Analysen wie auf Abb. 14 bis 17 durchzuführen.

Die diesbezüglichen Arbeiten enthalten als kürzesten betrachteten Zeitraum a = 1 Jahr. Es wurde in Kap. 2.4 auch hergeleitet, daß die jährliche Umsatzrate zu \overline{h}_u/a_0 bestimmt werden kann.

Detaillierte Untersuchungen von Göhren (1970) erbrachten, daß Umsatzhöhen wie nach 10 Monaten auch schon nach 1 Monat auftreten können: Abb. 19 zeigt die Windverhältnisse sowie die h_u und h_b in drei Testfeldern, für die auf Abb. 20 h_u = f(a) und h_b = f(a)

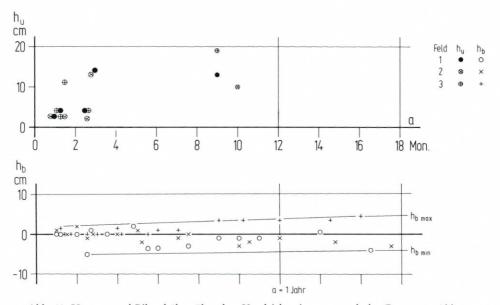
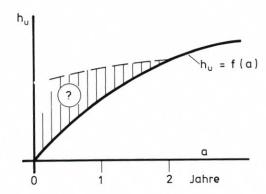


Abb. 20. Umsatz- und Bilanzhöhen über dem Vergleichszeitraum a nach den Daten von Abb. 19

dargestellt sind. Kurzfristige äußere Einwirkungen (siehe Abb. 19) führen beim Umsatz zu Beträgen, die bis zum Vergleichszeitraum a = 10 Mon. kaum weiter ansteigen, absolut aber recht klein bleiben. Da die Bilanz stets um Null verbleibt, ist dies ein weiterer Hinweis auf die Bedeutung des Umsatzes bei energetischen Betrachtungen. So wies auch Reineck (1976) durch Untersuchung der Sedimente auf der Wattwasserscheide von Cuxhaven nach Neuwerk nach, daß die Sturmfluten im Januar 1976 Erosionen von weniger als 20 cm hervorriefen und unmittelbar nach den Sturmfluten wieder Sedimente aufgetragen wurden. Diese Zahl paßt sehr gut zu den ermittelten $\overline{h}_{\rm u}$ von rd. 20 cm (Kap. 3.4).

So ist zwar generell eine Sättigungsfunktion für die Beschreibung der Umsatzhöhen nachweisbar, es bleibt aber für sehr kleine a eine "Nische", für deren Erfassung bei Bedarf gesonderte Untersuchungen mit Präzisionsnivellements erforderlich würden:



Die Analyse von Watteinzugsgebieten, wie sie Renger (1976) entwickelt und DIECKMANN (1985) modifiziert haben, wurde in wesentlich einfacherer Form auch von KLUG und HIGELKE (1979) angewendet. Damit lassen sich nach RENGER "morphologische Gleichgewichtszustände und Materialbilanzen näherungsweise vorausberechnen. Für das beobachtete und gemessene Formverhalten der Bodenoberflächen von Watteinzugsgebieten und Tidebecken der Deutschen Bucht wurden umfangreiche quantitative Stabilitätsanalysen durchgeführt. Grundlage war die Erfahrung, daß sich in den unbeeinflußten Watteinzugsgebieten und Tidebecken der Deutschen Bucht, die sich in einem hydrologisch-morphologischen Gleichgewichtszustand befinden, im zeitlichen Mittel bestimmte Verhältnisse zwischen den Durchflußquerschnitten und den jeweils angeschlossenen Wasserflächen bzw. dem mittleren Tidevolumen ausbilden." Das Verfahren ist auf abgrenzbare Gebiete beschränkt und beinhaltet keinen Kartenvergleich, sondern die Auswertung einzelner topographischer Aufnahmen. Es werden Niveauflächen und Volumina in Abhängigkeit von der Längsachse und der topographischen Höhe bestimmt. Die Aussage, daß einzelne Gebiete im Gleichgewicht stehen, läßt sich als "Bilanz gleich Null" deuten. Angaben über den Umsatz sind nicht möglich. Vergleichende Betrachtungen können zwischen verschiedenen Einzugsgebieten (oder einzelnen in verschiedenen topographischen Aufnahmen) auch quantitativ angestellt werden. Insoweit sind Prognosen über den Einfluß menschlicher Eingriffe in ein Prielsystem möglich. Dieses Verfahren könnte ergänzt werden, wenn der MORAN-Ansatz nicht auf feste kleine Einheiten, sondern z.B. auf ein Prielgebiet angewendet wird*.

Dagegen vertritt TAUBERT (1986) die Meinung, es sei "fragwürdig, daß ein Langzeit-

 $^{^{\}ast}$ Auf dem MORAN-Symposium 1983 hatte Herr Dr. Wieland, ALW Heide, dazu bereits einige Gedanken vorgetragen.

gleichgewicht zu einer normierbaren Hohlform an allen Wattenmeerküsten der Deutschen Bucht führt", und begründet dies wie folgt:

- "Mit so wenig bekannten Parametern über die natürlichen Formänderungsprozesse in Wattenbereichen,
- ohne ausreichende Kenntnis über Kausalitäten für die Formänderung von Tidebecken und
- ohne Beachtung der grundlegenden Unterschiede von Prozeßmechanismen in verschieden gearteten Küstenrevieren

läßt sich mit einer Momentaufnahme keine Dynamik darstellen."

Sein "Phoronomieansatz", in dem Veränderungen von Tiefenlinien, Flächen und Volumina über die Zeit dargestellt werden, liefert üblicherweise ebenfalls keine Daten über Umsätze und Bilanzen, die eine physikalisch faßbare Verbindung zur wirkenden Energie gestatten. Aber wie Göhren (1970, 1971) und Hovers (1973) zieht auch Taubert (1986) für seine morphologischen Analysen alle ihm brauchbar erscheinenden Ansätze und Verfahren der Kartenanalyse heran, um zu einer umfassenden Beschreibung der Vorgänge zu kommen. Eine genügend große Anzahl von Kartenvergleichen könnte zu der Möglichkeit führen, eine Prognose zu quantifizieren.

Dammschneider (1983, 1985) benutzt seine flächenhafte Auswertemethode – also praktisch gerasterte Tiefenänderungspläne –, um Sedimentations- und Erosionszonen festzustellen und deren Änderungen zu dokumentieren. Er faßt verschiedene Rasterflächen zu Längs- und Querprofilen in der untersuchten Elbe zusammen. Damit wird einerseits ein Schritt in die Richtung getan, in die später Tauberts Untersuchungen (1986) gehen, andererseits aufgezeigt, daß die MORAN-Analyse durch Betrachtung des Verhaltens benachbarter Felder sinnvoll zu erweitern ist.

3.2 Erste Eingrenzung von Gebieten ähnlicher morphologischer Aktivität

Knop (1961, 1963) bringt die topographischen Veränderungen im nordfriesischen Wattenmeer von der Aufnahme 1935/37 bis zur Aufnahme 1955/57 (also a = 18 bis 22 Jahre) vorwiegend mit den mittleren Tideverhältnissen in Zusammenhang. Göhren (1970, 1971) stellt eine Fülle von topographischen Veränderungen im Elbmündungsgebiet mit a = 1 Jahr (1965–66) bis a = 34 Jahre (1930–64) zusammen und erläutert sie mit den Erkenntnissen über die Strömungs- und Seegangsverhältnisse, wie Hovers (1973) es unter spezieller Fragestellung dann auch für die Außenweser tut. Barthel (1981) vergleicht die Topographie des MORANTestfeldes Knechtsand von 1974 und 1979 (a = 5 Jahre). Darüber hinaus gibt es eine ganze Reihe ähnlicher Arbeiten, auf die hier im einzelnen nicht zurückgegriffen wird.

Um eine erste Eingrenzung sinnvoll vornehmen zu können, bedarf es natürlich möglichst umfassender Kenntnisse über die energetischen Verhältnisse, repräsentiert durch die Strömungen und den Seegang. Aus den Gebieten der o.g. Arbeiten lag dazu schon recht ausführliches Datenmaterial vor, sieht man vom Seegang in Nordfriesland ab. So lassen sich aus den genannten Vergleichen etwa folgende Schlüsse ziehen:

- Hochliegende, brandungsfreie Watten zeigen über 1 wie über 5 oder über 20 Jahre relativ kleine Umsätze (unter 4 dm für a = 5 Jahre und A = 4 km² auf Abb. 18) und Bilanzen nahe Null;
- im tiefen Wasser der äußeren Außenelbe sind die Bilanzen über 5 Jahre klein bis Null, die Umsatzhöhen liegen bei bzw. unter 4 dm (wiederum für A = 4 km²); die größten Bilanzhöhen erreichen örtlich 4 dm bei a = 34 Jahre, 10 dm bei a = 3 Jahre;
- die Außenelbe zwischen Cuxhaven und Scharhörn wie der Wattstrom Till zeigen außerhalb

ihrer Ränder Sedimentations- und Erosionshöhen bis 5 dm (a = 1 Jahr), Einzelwerte (für Teilflächen von wenigen ha) bis 5 m bei a = 5 und a = 11 Jahre, bis 8 m bei a = 34 Jahre; Anwachs und Abtrag lösen sich im Laufe der Zeit in vielen Teilflächen ab, und es spielen künstliche Veränderungen mit hinein (Baggern, Verklappen, Leitdammbau), so daß diese Ergebnisse kaum zu verallgemeinern sind; daher war im MORAN-Projekt ein Aussparen solcher Gebiete verabredet;

- in den Brandungsgebieten des Rocheley Sandes, der Pellwormer Plate, des Knechtsandes und des Scharhörnriffs sind die Bilanzen für 1 km² große Felder nach dem optischen Eindruck weitgehend nahe Null; die Umsatzhöhen erreichen für a = 5 Jahre Werte von rd. 3 bis 5 dm; Göhren (1970) folgert, "daß hier weder Seegang noch Gezeitenströmungen starken Einfluß ausüben";
- die Umsätze in Prielgebieten liegen bei Werten bis 1 m, örtlich begrenzt auch höher, wobei die Bilanzen für 1 km² große Flächen über 5 wie über 20 Jahre nahe Null liegen dürften, da es sich üblicherweise um die bekannten seitwärtigen Verlagerungen handelt; aus Abb. 18 gehen diese Einzelheiten nicht hervor, da über 4 km² große Einheiten gemittelt wurde;
- die stärksten Umsätze (bis 12,5 m auf einer Teilfläche im Gebiet der Kleinen Knechtsände) finden sich bei den Brandungsplaten durch deren Verlagerung sowie an den Rändern der großen Wattströme: Beträge von 5 m über a = 5 und 20 Jahre, nach KNOP (1961) "in Einzelfällen bis 10 m treten dicht nebeneinander auf. Es handelt sich dabei vor allem um starke Abbrüche an den Kanten des Strombettes, besonders im Tiefenbereich von 1 bis 5 m unter NN. Unmittelbar daneben erfolgt eine Auffüllung." Letzteres deutet auf flächenmäßig kleine Bilanzen. Nach Göhren (1970) "dürften hier Rinnenverlagerungen wie flächenhafte Umlagerungen durch Brandungstätigkeit gleichermaßen wirksam sein".

REINECK (1975) schreibt nach Auswertung eigenen Materials und dem von Göhren zuvor vorgelegten:

"Die Untersuchungen ergaben, daß mit Ausnahme der Westkante und des seewärts gelegenen Teils der Elb- und Ostertillkante das gesamte Wattgebiet nur selten besonders stark wirksamen hydraulischen Kräften ausgesetzt ist. Nur bei extremen Situationen, die im Mittel seltener als einmal im Jahr auftreten, werden die Wattflächen stärker beeinträchtigt. Auch die jährlichen Vergleichsmessungen zur morphologischen Entwicklung weisen den größten Teil der Wattfläche zwischen Neuwerk und dem Festland in den Jahren 1965 bis 1968 mit Zuwachs- oder Abtragshöhen von nur etwa 1 dm aus. Höhenvermessungen in kurzen Zeitfolgen von Wochen innerhalb dreier Testfelder ergaben Veränderungen, die im Zentimeterbereich und damit in der gleichen Größenordnung liegen (Göhren, 1970). Da auf weiten Flächen hydraulische Kräfte außerordentlich schwach einwirken, wäre bei hinreichendem Angebot aller Korngrößen eine nachhaltige Verschlickung zu erwarten, die jedoch nicht vorhanden ist."

Die erste grobe Unterteilung kann durch die wirksam werdenden Kräfte generell bestätigt werden:

- Hochliegende Watten ohne Brandung und mit geringen Tide-, aber großen Triftstromgeschwindigkeiten;
- mehr als 10 m tiefes Wasser mit geringem Seegangseinfluß auf den Boden und mäßigen Stromgeschwindigkeiten;
- Gebiete mit häufiger flächenhafter Brandung als maßgebender Gestaltungskraft;
- kleinere Prielgebiete, die sich relativ kurzfristig in Grenzen seitlich verlagern*, mit gewissem Seegangs- und mäßigem Tideströmungseinfluß;

^{*} Nach Lüders im Sandwatt bis 100 m/Jahr.

 Brandungsplaten einschließlich zwischenliegender Rinnen sowie Ufer der Wattströme mit starker Brandung und Tideströmung an steilen Kanten.

3.3 Analyse des topographischen Datenmaterials

3.3.1 Südliches Elbmündungsgebiet

Aus dem Forschungsgebiet der ehemaligen Forschungsgruppe Neuwerk, ergänzt durch Messungen vor allem des Wasser- und Schiffahrtsamtes Cuxhaven, liegen topographische Aufnahmen in engen Zeitabständen und auf identischen Rasterlinien vor (Siefert und Lassen, 1968). Die Daten der ersten Karten wurden von Göhren (1970), vor allem in Form von Tiefenänderungsplänen, analysiert. 1971 erweiterte er diese Arbeit um Hinweise auf den Sandtransport aus Strömungs-, Leitstoff-, Schwebstoff- und Sedimentmessungen. So war es relativ einfach, die Unterlagen für die MORAN-Ziele aufzubereiten. Dazu wurde das Gebiet in kleine Einheiten von je 1 km² Größe unterteilt, diese wiederum in 100 Teilflächen zu je 1 ha, deren mittlere Höhen (in dm zum Bezugsniveau) von Göhren digitalisiert vorlagen bzw. für spätere Jahrgänge digitalisiert werden mußten. Die Auswertungen enthalten folgende Daten:

mittl. topogr. Höhen zweier Aufnahmen, deren topogr. Ungleichförmigkeiten,

Umsatz-, Bilanz-, Sedimentations- und Erosionshöhen als Summen über 4×25 sowie als Summen und Mittel über 1×100 ha.

Die Lagebezeichnung wurde aus einer Buchstaben-Zahlen-Kombination gebildet, wie auf Abb. 21 angedeutet: Im Gauß-Krüger-Netz im Rechtswert bei Borkum mit A0 beginnend, dann A1...A9, B0, B1 usw., im Hochwert in Höhe Wilhelmshaven mit E0, E1... nach Norden, jeweils für die linke untere Ecke des Quadrates geltend.

Das Untersuchungsgebiet wurde also nicht nach topographischen Formen, sondern nach festen geographischen Grenzen gegliedert. Abb. 13 zeigt einen Ausdruck des verwendeten Rechners HP 85.

Entsprechend der 1983 publizierten Vorgehensweise wurden für die einzelnen Felder auf der Basis von wenigstens 45 Vergleichen der Jahrgänge

1954	1967	1974	(KFKI-Gesamtaufn.)
61	68	75	,
63	70	76	
64	72	77	
65	73	79	(KFKI-Gesamtaufn.)
66			,

untereinander (also bis zu 120 Kartenvergleiche je kleiner Einheit) die Umsatz- und die Bilanzhöhen

$$h_u = f(a), h_b = f(a)$$

analysiert.

3.3.2 Aufnahmen aus 1974/76 und 1979/81

Die quasi-simultanen KFKI-Vermessungen liefen 1974/76 und 1979/81. Das Ergebnis der ersten Aufnahme liegt als farbiges Kartenwerk im Maßstabe 1:25 000 vor (BETTAC et al., 1984). Allerdings ist dabei zu berücksichtigen, daß große Teile des nordfriesischen Wattenmeeres, Jadebusens und Dollarts aus älteren Karten übernommen wurden. Die Aufnahmen selbst beruhen auf drei Verfahren unterschiedlicher Genauigkeit, nämlich Nivellements in Teilen des Wattes, Luftbildbefliegungen in weiteren trockenfallenden Gebieten und Peilungen. Voraussetzungen und Durchführung der Verfahren sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Die zweite Aufnahme umfaßt zwar das gesamte Gebiet, die Kartenherstellung verzögerte sich jedoch so stark, daß es nicht gelang, beide Aufnahmen, also 1974/76 und 1979/81, bis zum Ende des geförderten Projektzeitraumes (1985) vollständig miteinander zu vergleichen. Als Handikap erwies sich dabei auch, daß das gesteckte Ziel nur auf der Basis von Arbeitskarten mit Angaben von Tiefenzahlen zu erreichen war, weil Vergleiche von Tiefenlinien relativ ungenau sind. Sofern die Vermessungsgebiete beflogen worden waren, lagen aber - wenn überhaupt - nur Tiefenlinien vor. In diesen Fällen sind dann Peilpläne 1:20 000 des Deut-SCHEN HYDROGRAPHISCHEN INSTITUTS (für das nord- und ostfriesische Küstenvorfeld) verwendet worden. Da diese aber nur die Rinnen, Priele und tieferen Watten erfaßten, deren Lage sich innerhalb von fünf Jahren auch noch verändern kann, mußte das Mosaik der Kartenvergleiche unvollständig bleiben. So zeigt Abb. 21 an, welche Gebiete in vielfachen Vergleichen, in Vergleichen 1974/76 mit 1979/81 in den Maßstäben 1:10000 und 1:20000 und welche durch automatischen Vergleich digitalisierter Aufnahmen untersucht wurden. Bei letzteren handelt es sich im wesentlichen um die sog. "blauen Karten" vor dem Flachwassergebiet. Hier ist der Vergleich mittlerer Tiefen ein unbefriedigender Ersatz für die gescheiterte Verwendung des TASH-Programmes.

Kartenvergleiche über einen Zeitraum von fünf Jahren gelangen nicht überall, wie oben bereits erwähnt. Abb. 22 zeigt, wie lang der "KFKI-Zeitraum", der den hier vorgelegten Ergebnissen zugrunde liegt, tatsächlich ist. Er variiert zwischen zwei und acht Jahren.

3.3.3 Zur Genauigkeit der Vermessung*

Bei den synoptischen Vermessungen wurden wegen der natürlichen Gegebenheiten verschiedene Aufnahmeverfahren angewendet (BETTAC et al., 1984):

Die Wattflächen oberhalb SKN wurden durch Tachymetrie oder durch Serien-Einzelbild-Auswertung des Wasserlinienverfahrens erfaßt, die Flächen unterhalb SKN durch Echolotvermessung. Parallel hierzu wurde die gerätetechnische Ausrüstung bei den beteiligten Küstendienststellen für eine automatische Datenverarbeitung optimiert. Die Ortsbestimmung wurde durch Einführung des Syledis-Vermessungssystems im Hyperbel-Modus der Firma Sercel, Nantes, im Frequenzbereich 406–410 MHz gegenüber HiFix/Decca verbessert. Die Aufnahme- und besonders die Auswertesoftware wird genutzt, durch Vorgabe entsprechender Fehlerschranken nur plausible Messungsdaten zu verarbeiten bzw. "Falschwerte" zu überprüfen.

Die verfahrenstechnischen Voraussetzungen für die Herstellung der höchstmöglichen

^{*} Dieser Abschnitt wurde weitgehend von Herrn Dr.-Ing. Schleider, WSD Nordwest, Aurich, zusammengestellt.

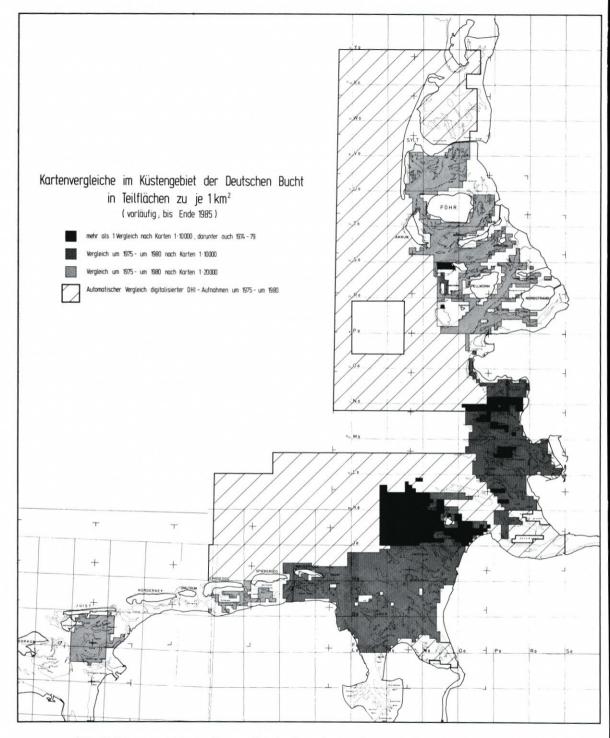


Abb. 21. Kartenvergleiche im Küstengebiet der Deutschen Bucht um 1975 bis um 1980 (Zwischenstand)

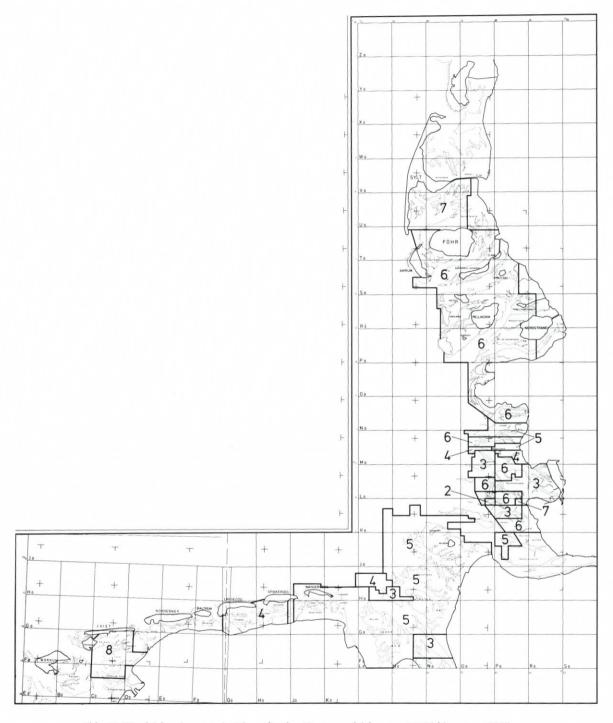


Abb. 22. Vergleichszeitraum a in Jahren für den Kartenvergleich "etwa 1975" bis "etwa 1980"

Auswertegenauigkeit sind gegeben. Die Erwartungen an die Genauigkeit wurden 1978 von der Projektgruppe wie folgt definiert:

Nivellements:

0,2 bis 4 cm (Zusammenstellung bei Siefert und Lassen, 1968)

Peilungen:

- a) nahe bei Hilfspegeln: durch Beschickungsfehler bis 1 dm; Lotungsfehler wegen geringer Wassertiefen deutlich unter 1 dm (Göhren, 1968)
- b) im äußeren Küstenvorfeld: durch Lotungsfehler 1 bis 2 % der Tiefe, bis 4 dm bei 20 m Tiefe; durch Beschickungsfehler, bei Distanzen von 10 bis 30 km, 3 bis 5 dm (Göhren, 1968; durch Hovers [1973] für die Außenweser bestätigt);
- c) gerätetechnische Unsicherheit: 0,25 % vom Endwert oder 5 cm (Schleider, 1981).

In diesem Zusammenhang müssen auch die Genauigkeiten der Pegelaufzeichnungen bedacht werden (GÖHREN, 1968; SIEFERT, 1970).

Die Höhengenauigkeit ist für Punkte aus terrestrischen Vermessungen und aus dem Wasserlinienverfahren (Wattflächen oberhalb SKN) nach entsprechenden Untersuchungen im Sonderforschungsbereich 149 der Universität Hannover – Vermessungs- und Fernerkundungsverfahren an Küsten und Meeren – erreicht (1981, 1982).

Die Höhengenauigkeit für Tiefenpunkte aus Echolotvermessungen unter SKN kann durch direkte Soll-/Ist-Vergleiche kaum ermittelt werden. Die Genauigkeiten können aber durch Anwendung des Fehlerfortpflanzungsgesetzes realistisch abgeschätzt werden, sofern sie für die einzelnen Parameter bekannt sind. Hierfür war es wiederum erforderlich, Ungenauigkeiten der Ortsbestimmung und der Tiefenmessung durch Kalibrierung gering zu halten oder durch Meßanordnung einzuschränken, z.B. durch Wahl einer "hohen" Meßfrequenz für die Tiefenvermessung bzw. Vermessungen im näheren Bereich von Pegeln. Dazu zählt auch die Anpassung der Peilgeschwindigkeit an die jeweilige Wassertiefe.

Entscheidende Einflüsse haben danach die Genauigkeit der Echolotung, der Beschickung und der Ortsbestimmung. Zu berücksichtigen ist aber auch, daß die verwendeten Daten für die Standortkoordinaten x, y, z im Gauß-Krüger-Koordinaten-System der vorgegebenen Software entstammen. Hier wurden bereits Mittelbildungen oder Fehlergrenzen (Fenster) vorgegeben.

Unter Berücksichtigung dieser Faktoren lassen sich

die Echolotung mit $m_E = \pm 1$ dm

die Beschickung mit $m_B = \pm 2 \text{ dm}$

die Ortsbestimmung mit ± 10 m (zur Berechnung von m_P)

(wiederholbarer Unsicherheit für das Gebiet der synoptischen Vermessungen unterhalb der SKN-Linie vertreten.

Hiermit ergibt sich bei Anwendung des Fehlerfortpflanzungsgesetzes und einer "Sohlenneigung" von 1 % mit

$$m_T = \pm \sqrt{m_E^2 + m_B^2 + m_P^2}$$

und eingesetzt

$$m_T = \pm \sqrt{0,1^2 + 0,2^2 + 0,1^2} [m]$$

^{*} GÖHREN (1968) schreibt: "Um die Genauigkeit von Echolotungen unter natürlichen Meßbedingungen zu prüfen, wurden im Außenelbegebiet zwei rd. 3 km lange Profile in dichter Zeitfolge wiederholt aufgenommen. Die maximalen Abweichungen (Differenzen zwischen den höchsten und niedrigsten Werten der Aufnahmeserien) der gemessenen Einzeltiefen lagen überwiegend im Bereich 2 bis 5 dm, bei den mittleren Profiltiefen betrugen sie 1,5 und 2,0 dm. Es ließ sich nachweisen, daß die Streuung der mittleren Profiltiefen im wesentlichen auf Beschickungsungenauigkeiten zurückzuführen ist."

ein praxisnaher Wert für die Unsicherheit eines errechneten Tiefenpunktes zu $m_T = \pm 2,5 \text{ dm}^*$.

Hiermit können die im folgenden skizzierten Umsatzhöhen als tatsächlich aufgetreten angesehen werden. Die Größenordnung liegt außerhalb der Genauigkeitsgrenzen, wie diese durch die Vermessungsverfahren begründet sind. Zumindest für diejenigen Gebiete, in denen mit Genauigkeiten unter 1 dm gerechnet werden muß, gilt dies auch für die Bilanzhöhen.

Zu den Datenvergleichen für das Gebiet der "blauen Karten" (DHI-Vermessungen) werden folgende Hinweise gegeben:

- Die verglichenen Aufnahmen liegen 3 bis 7 Jahre auseinander, ohne daß dies im einzelnen angegeben ist; im Schnitt kann wohl von a = 5 Jahren ausgegangen werden;
- die mittleren Höhen der 1-km²-Felder wurden vom DHI durch Mittelung der in diesen Flächen vorhandenen Lotungen bestimmt; deren Zahl liegt zwischen 1 und 200 je km² und wechselt auch von Jahrgang zu Jahrgang; die großen Nachteile einer solchen Mittelung hätten nur über die Verwendung digitaler Geländemodelle über das TASH-Programm gemindert werden können.

3.4.1 Morphologische Charakteristik kleiner Einheiten

Untersuchungen aus dem Elbmündungsgebiet zeigen – am ersten Beispiel ausführlich erläutert – folgende Charakteristiken:

- a) Das brandungsfreie Watt ist auf Watten begrenzt, deren Wassertiefe bei MThw bis zu 2 m, im Bereich kleiner Priele auch etwas mehr, beträgt.
- b) Die Beziehungen zwischen mittlerer Wellenperiode und -höhe werden für dieses Gebiet durch

$$\overline{T} = 2.8 \cdot \overline{H} + 1.8$$

empirisch beschrieben, die mittlere Wellensteilheit liegt bei

$$\overline{H}/\overline{T}^2 = \overline{H}/\overline{L} = \delta = 0.050$$

Die höchsten mittleren Wellenhöhen erreichen

$$\overline{H}_{max} = 0.375 \cdot d^{0.6}$$

mit d als Wassertiefe in Metern. Die kennzeichnenden Wellen zeigen

$$H_{\frac{1}{3}} = 1,45 \cdot \overline{H}$$

$$T_{H^{\frac{1}{3}}} = 1,15 \cdot \overline{T}$$

(SIEFERT, 1974). Die Gesamtintensität im Seegang ist nach AIRY-LAPLACE je Kammlängeneinheit

$$E^* = \frac{1}{8} \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot L \quad [Nm]$$

und damit für einen 1 km breiten Streifen bei Berücksichtigung der natürlichen Seegangsverhältnisse im Flachwassergebiet (SIEFERT, 1972, 1974):

$$E^* = 1,23 \cdot H^2_{1/3} \cdot T^2_{H^{1/3}}$$
 [MNm]

oder für brandungsfreies Watt

$$E^* = 3.41 \cdot \overline{H}^2 \cdot \overline{T}^2 = 68.2 \cdot \overline{H}^3$$

und bei Berücksichtigung von \overline{H}_{max}

$$E_{max}^* = 3.6 \cdot d^{1.8}$$
 [MNm]

c) GÖHREN (1969) ermittelte in diesem Gebiet maximale Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide zwischen 20 und 40 cm/s, in Einzelfällen unter 20 bzw. bis 50 cm/s. Daraus läßt sich eine Strömungsenergie je Volumeneinheit von

$$E_k = \varrho \cdot \frac{v^2}{2}$$
 [Nm]

und damit für einen 1 km breiten Streifen:

$$E_k = 0.5 \cdot d \cdot v^2$$
 [MNm]

und mit Berücksichtigung von v_{max} für brandungsfreies Watt dann

$$E_{k_{max}} = (0.02 \text{ bis } 0.12) \cdot d \quad [MNm]$$

ableiten, wobei die biologische Stabilisierung des Bodens den tatsächlichen Materialtransport stark beeinflußt (FÜHRBÖTER, 1983).

d) Für kleine Einheiten von 1 km² Größe, die sich nach den Kriterien unter a) bis c) auswählen lassen¹, ergeben sich für die Beschreibung der Umsatz- und Bilanzhöhen folgende Parameter und Daten:

Parameter	Einheit	Mittel	Vertrauens- ber. ±	Stand Abw. ±	Max.+	Min
u	dm	8,9	1,5	2,9	14,6	2,5
n _u	cm	19,5	3,8	7,7	32	8
0	Jahr	4,03	0,46	0,93	5,7	2,6
a_u/a_0	cm/Jahr	4,59	0,80	1,61	8,3	2,3
h _b _{max}	cm				23	8
$h_b _{max} / \overline{h}_u$	_				1,0	0,5
$(h_b _{max})/a_0$	_	2,89	0,19	0,38	3,5	2,3

Es sei darauf hingewiesen, daß die Genauigkeit der Karten für das hier klassifizierte Gebiet besser als 4 cm ist.

Kleine Einheiten mit Prielen (WP)

- a) Wassertiefen um MThw bis 5 m, also Prieltiefen bis etwa 2 m unter KN.
- b) Seegangscharakteristik des brandungsfreien Wattes mit

$$\begin{array}{ll} \overline{T} &=& 2.8 \cdot \overline{H} + 1.8 \\ \overline{H}_{\text{max}} &=& 0.375 \cdot \mathrm{d}^{0.6} \\ T_{\mathrm{H}^{1/3}} &=& 1.15 \cdot \overline{T} \end{array}$$

aber - im Übergang zu den Wattströmen -

¹ Felder N4K0, N2J9, N3J9, N1J8, N2J8, N3J8, N4J8, N1J7, N3J7, N8J4, N9J4, 00J4, 05J3, 06J3, 00J1, 01J1, 02J1, 03J1, 02J0.

$$\begin{array}{lll} \delta & = & 0,055 \\ H_{1/3} & = & 1,47 \cdot \overline{H} \\ E^{*} & = & 3,51 \cdot \overline{H}^{2} \cdot \overline{T}^{2} = 63,9 \cdot \overline{H}^{3} \\ E_{max}^{*} & = & 3,4 \cdot d^{1,8} \; MNm \end{array}$$

c) Maximale Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide wie bei Sturmfluten zwischen 60 und 100 cm/s, meist zwischen 80 und 90 cm/s. Das liefert

$$E_{k_{max}} = (0.3 \text{ bis } 0.4) \cdot d$$

d) Nach den Kriterien unter a) bis c) ausgewählte kleine Einheiten¹ liefern:

Parameter	Einheit	Mittel	Vertrauens- ber. ±	Stand Abw. ±	Max.+	Min. –
u	dm	23,6	3,3	6,0	34,8	15,4
$\frac{u}{h_u}$	cm	44,5	12,7	23,1	89	13
	Jahr	4,08	0,75	1,37	6,5	2,2
$\frac{a_0}{h_u/a_0}$	cm/Jahr	11,26	3,65	6,63	24,3	3,6
h _b _{max}	cm				86	10
$ h_b _{max}/\bar{h}_u$	_				1,0	0,3
$a(h_b _{max})/a_0$	_	3,04	0,22	0,40	3,7	2,3

Die großen Streubreiten sind für solch "inhomogenes" Gebiet zu erwarten. Denn in den ausgewählten kleinen Einheiten sind die Priele unterschiedlich tief (was durch u zum Ausdruck kommt), und das Verhältnis Priel- zu Wattfläche ist natürlich nicht überall gleich. So ist ebenfalls einleuchtend, daß das Spektrum der h'-Werte der Teilflächen in der kleinen Einheit sehr viel größer sein muß, als wenn die Fläche nur aus brandungsfreiem Watt bestehen würde. Mit der Einteilung in eine Kategorie "WP" kann somit nur die Größenordnung der Mittelwerte angegeben werden.

- a) Wattgebiete mit Wassertiefen bei MThw von 1 bis 4 m, die hinter der primären Brandungszone des Randwattes liegen.
- b) Seegang mit relativ langen Wellen mit

$$\begin{array}{lll} \overline{T} & = & 3.5 \cdot \overline{H} + 2.8 \\ \delta & = & 0.025 \\ T_{H^{1/3}} & = & 1.15 \cdot \overline{T} \end{array}$$

und größere Wellenhöhen als im brandungsfreien Watt mit

$$\begin{array}{lll} \overline{H}_{max} &=& 0.5 \cdot d^{0.6} \\ H_{1/3} &=& 1.41 \cdot \overline{H} \\ E^* &=& 3.23 \cdot \overline{H}^2 \cdot \overline{T}^2 = 129.4 \cdot \overline{H}^3 \\ E^*_{max} &=& 16.2 \cdot d^{1.8} \end{array}$$

c) Maximale Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide liegen um 40 cm/s und führen zu $E_{k_{max}} = \mathrm{rd.} \ 0.1 \cdot \mathrm{d}$

¹ Felder N4J9, N5J9, N2J7, N2J6, N3J6, N2J5, N5J5, 00J5, N3J4, N4J4, N5J4, N6J4, 01J4, 04J4, 03J3, 06J4.

d)	Nach den	Kriterien	unter a)	bis c)	ausgewählte	kleine	Einheiten ¹	liefern:
----	----------	-----------	----------	--------	-------------	--------	------------------------	----------

Parameter	Einheit	Mittel	Vertrauens- ber. ±	Stand Abw. ±	Max.+	Min
$\frac{u}{h_u}$	dm	13,6	2,5	3,8	23,6	8,5
i_u	cm	41,3	11,2	17,3	77	19
	Jahr	3,89	0,78	1,18	6,5	1,7
$\frac{a_0}{a_u/a_0}$	cm/Jahr	10,83	2,62	4,03	19,7	5,9
h _b _{max}	cm				77	10
$h_b _{max} / \overline{h}_u$	-				1,0	0,4
$a (h_b _{max})/a_0$	-	2,48	0,23	0,35	3,0	1,8

Randwatt (RW)

- a) Als Randwatt kann die äußere Zone des Wattsockels bezeichnet werden, auf der der Seegang – nach Überwindung der meist relativ steilen Kanten – gewöhnlich flächenhaft brandet. Die Wassertiefen liegen hier bei MThw etwa bei 4 bis 10 m.
- b) Seegang:

$$\begin{array}{lll} \overline{T} & = & 3.5 \cdot \overline{H} + 1.8 \\ \delta & = & 0.040 \\ \overline{T}_{H^{1/3}} & = & 1.19 \cdot \overline{T} \\ \overline{H}_{max} & = & 0.5 \cdot d^{0.6} \\ H_{1/3} & = & 1.47 \cdot \overline{H} \\ E^* & = & 3.76 \cdot \overline{H}^2 \cdot \overline{T}^2 = 94.1 \cdot \overline{H}^3 \\ E^*_{max} & = & 11.8 \cdot d^{1.8} \end{array}$$

c) Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide liegen mit nur kleiner Streubreite um 40 cm/s, damit zu

führend.
$$E_{k_{max}} = rd. \ 0,1 \cdot d$$

d) Für kleine Einheiten von 1 km², die sich nach den Kriterien unter a) bis c) auswählen lassen¹, ergeben sich für die Beschreibung der Umsatz- und Bilanzhöhen folgende Parameter:

Parameter	Einheit	Mittel	Vertrauens- ber. ±	Stand Abw. ±	Max. +	Min
u	dm	13,5	2,4	5,0	23,9	7,7
$\frac{u}{h_u}$	cm	65,6	10,3	21,8	100	38
	Jahr	3,16	0,58	1,24	5,9	1,5
$\frac{a_0}{h_u/a_0}$	cm/Jahr	21,31	3,16	6,72	32,3	11,9
h _b _{max}	cm				99	38
$ h_b _{max}/\overline{h}_u$	-				1,0	0,7
a (h _b _{max})/a	-	2,70	0,24	0,51	4,0	2,1

¹ Felder M9K1, N0K1, N1K1, M9K0, N0K0, M9J9, N0J9, M9J8, N0J8, M9J7, N0J7, N1J7.

¹ Feld M7J8, M7J9, M0K0, M0K1 M0K2, M1K0, M1K1, M1K2, M2K0, M2K1, M2K2, M3K0, M3K1, M3K2, M4K2, M5K2, M6K1, M7K2, M8K1, M8K2.

Tiefes Wasser vor dem Watt (T)

- a) Dieser Bereich wird etwa begrenzt durch Wassertiefen um MThw von 8 m und soll das Gebiet vor dem Watt außerhalb der Wattströme umfassen, wobei die großen Ästuare in ihren äußeren Teilen eingeschlossen sind. Bevor genauere Analysen vorliegen, sollten die folgenden charakteristischen Merkmale auch für die Deutsche Bucht verwendet werden.
- b) Der Seegang wird beschrieben durch

$$\overline{T}$$
 = 2 \overline{H} + 2,3
 δ = 0,055
 $H_{\frac{1}{3}}$ = 1,51 · \overline{H}
 $T_{\frac{1}{3}}$ = 1,25 · \overline{T}

Die Wellenhöhen sind hier nicht mehr so stark von der Wassertiefe, sondern – in ihrem Entstehungsgebiet – vornehmlich von den Windverhältnissen abhängig, so daß nur der Zusammenhang

$$E^* = 4.38 \cdot \overline{H}^2 \cdot \overline{T}^2 = 79.7 \cdot \overline{H}^3$$

gegeben werden kann.

c) Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten bei mittleren Tideverhältnissen bedecken ein breites Spektrum von 0,3 bis 1,2 m/s. Daraus errechnet sich

$$E_{k_{max}} = (0,05 \text{ bis } 0,7) \cdot d$$

d) Insgesamt 9 kleine Einheiten zu je 1 km² Größe in Außenelbe und Außeneider¹ liefern folgende Ergebnisse hinsichtlich der Umsatz- und Bilanzhöhen:

Parameter	Einheit	Mittel	Vertrauens- ber. ±	Stand Abw. ±	Max. +	Min
u	dm	40,6	12,1	15,7	64,3	18,5
$\frac{a}{h_u}$	cm	63,7	6,7	8,7	75	50
	Jahr	2,02	0,57	0,74	3,0	1,2
$\frac{a_0}{h_u}/a_0$	cm/Jahr	34,6	7,5	9,7	47,5	20,0
h _b _{max}	cm		,		70	39
$ h_b _{max}/\overline{h}_u$	_				1,0	0,6
$a (h_b _{max})/a_0$	_	3,17	0,71	0,92	5,0	2,1

Die Streuung der u und der \overline{h}_u gehen teils auf Ungenauigkeiten bei der Vermessung zurück. So können die 9 kleinen Einheiten nur die Größenordnung der Charakteristik andeuten und sind sicherlich weniger repräsentativ als die Erkenntnisse über das Watt. Hier ist ein Feld für vertiefende Studien aufgezeigt.

- a) Wassertiefen, die im Mittel über die kleine Einheit bei MThw 8 m überschreiten.
- b) Seegangscharakteristik:

$$\overline{T}$$
 = 2,3 · \overline{H} + 1,8
 δ = 0,060
 $H_{\frac{1}{2}}$ = 1,49 · \overline{H}
 $T_{\frac{1}{2}}$ = 1,20 · \overline{T}

¹ Feld M6K4, M7K4, M8K4, M9K4, N0K4, 02M8, L9K2, L9K4, M5K4.

Da bei diesen Wassertiefen die Wellenhöhen vor allem durch die Windverhältnisse und die Lage der Wattströme zum Wind bestimmt werden, kann keine Begrenzung in Form von \overline{H}_{max} gegeben werden. So wird E^* zu

$$E^* = 3.93 \cdot \overline{H}^2 \cdot \overline{T}^2 = 65.5 \cdot \overline{H}^3$$

c) Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide liegen zwischen 60 und 120 cm/s, meist jedoch um 80 cm/s. Daraus resultiert

$$E_{k_{max}} = (0.2 \text{ bis } 0.5) \cdot d$$

d) Um einen Überblick über die in einem Wattstrom zu erwartenden morphologischen Parameter zu erhalten, wurden sechs kleine Einheiten aus der Westertill¹, die keine Böschungsanteile enthalten, analysiert. Sie brachten als Anhalt

 $\begin{array}{lll} \underline{u} & \text{um 50 dm} \\ \overline{h}_u & \text{um 140 cm} \\ a_0 & \text{um 5,0 Jahre} \\ \overline{h}_u/a_0 & \text{um 30 cm/Jahr} \end{array}$

und damit deutlich andere Werte als im sog. tiefen Wasser. Da a_0 etwa 5 Jahre erreicht, kann nach den Analysen aus anderen charakteristisch eingrenzbaren Gebieten mit dem Erreichen von $|h_b|_{max}$ bei 12 bis 15 Jahren gerechnet werden. Die längsten verfügbaren Vergleichszeiträume liegen aber bei 14 Jahren. Daher ist hier ein Nachweis noch nicht möglich.

Über das Verhalten von Wattströmen bedarf es weiterer Untersuchungen auf der Basis exakter Peilungen. Aufteilungen in Felder von 0,25 km², wie sie nach Abb. 13 unschwer möglich sind, lassen deutlich langfristige seitliche Verlagerungen von Wattströmen erkennen: Einzelne kleine Einheiten zeigen durchgehend über alle Vergleichszeiträume z. B. Sedimentation, während im benachbarten, auf der anderen Seite der Wattstromachse liegenden Feld gleichzeitig gleiche Beträge an Erosion festgestellt werden. Man wird also sehr leicht Einheiten von wenigen km² Größe finden können, in denen die Umsatzhöhe Werte zwischen 1 und 2 m erreichen kann, die Bilanz aber ausgeglichen ist. Darauf lassen beispielsweise auch die Darstellungen

- bei KNOP (1961) für Norderhever und Strand,
- bei Knop (1963) für Süderaue und Schlütt,
- auf den Karten des Amtes für Land- und Wasserwirtschaft Husum (1978) über Watthöhenänderungen innerhalb von etwa 25 Jahren für Schlütt, Strand, Süderaue, Rummelloch, Norderhever und Heverstrom,
- bei Göhren (1970, 1971) für Till und Norderelbe (das Neuwerker Fahrwasser und die Außenelbe bis östlich von Scharhörn wurden künstlich beeinflußt),
- bei Samu (1982) für große Teile der Außenems,
- bei Wieland (1984) für Piep und Sommerkoog-Steertloch schließen.

Brandungsplaten; Ränder der Wattströme (PR)

a)b) Mit den schwierigen Transportvorgängen in diesen Gebieten hat sich GÖHREN (1971) intensiv auseinandergesetzt. Hier treten bei MThw Wassertiefen von weniger als 2 m (auf den Platen und an den oberen Rändern der Wattströme) und mehr als 13 m (in den

¹ Feld M9J4, M2J4, M1J5, M0J6, L8J8, L9J8.

Rinnen zwischen den Platen und in den Wattströmen) auf. Die hohen Bereiche werden unmittelbar durch Brandung beeinflußt, so daß hier die Seegangscharakteristik wie bei RW gilt (s. o.). Die Rinnen werden dagegen durch die Tideströmung geprägt. Hier gilt ähnliche Seegangscharakteristik wie bei WS.

- c) Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten erreichen in den Rinnen Werte wie in Wattströmen, auf den Platen etwa die Größe wie im Randwatt. Damit wird deutlich, daß das Gebiet PR sehr heterogen ist und die energetischen Belastungen uneinheitlich sind.
- d) Anhaltswerte über die Materialumlagerungen können dennoch gegeben werden. Aus dem Bereich der Robbenplaten und der Till¹ wurden 22 kleine Einheiten statistisch analysiert, die den Beschreibungen unter a) bis c) entsprechen. Sie liefern:

Parameter	Einheit	Mittel	Vertrauens- ber. ±	Stand Abw. ±	Max.+	Min
u	dm	105,8	17,0	38,7	158	42
$\frac{\overline{h}}{h_u}$	cm	245,1	39,7	90,2	500	100
	Jahr	6,6	1,4	3,1	14,8	3,0
a ₀ h _u /a ₀	cm/Jahr	39,1	5,3	12,0	63,5	20,8
h _b _{max}	cm				270	40
$ h_b _{max}/\overline{h}_u$	-				0,8	0,4
$a (h_b _{max})/a_0$	-	2,41	0,11	0,26	3,0	2,2

Nach Schilderungen unter a) bis c) waren hohe Standardabweichungen zu erwarten. Dennoch sind die Zahlen aussagekräftig, ohne zukünftige Analysen überflüssig zu machen.

Abb. 23 zeigt an zwei unterschiedlichen Beispielen, wie die zur Verfügung stehenden Kartenvergleiche über maximal 14 Jahre nur schwer eine Funktion $h_u = f(a)$ bestimmbar machen, wie verschieden die Streuungen um diese Funktion sein können und daß das Spektrum der $|h_b|$ in der Tat auch bei großen Beträgen von 0 bis h_u reichen kann, wie dies Abb. 7 schematisch zeigt.

Daneben gibt es eine schmale Zone am seeseitigen Rand des Küstenvorfeldes, also am Rand des hier als "Tiefes Wasser" deklarierten Gebietes, die selbst über längere Zeit nahezu lineare Zunahme der Umsatz- und Bilanzhöhen zeigt, ohne daß es bisher möglich ist, den asymptotischen Wert \overline{h}_u oder a_0 zu bestimmen. Lediglich das Verhältnis \overline{h}_u/a_0 ist feststellbar. Es liegt häufig um 20 cm/Jahr, erreicht Werte bis 80 cm/Jahr und tritt z. B. auf in Streifen mit langfristiger Erosion (Südrand des Gelbsandes nach Göhren, 1971; Westrand des nordfriesischen Wattes nach Taubert, 1986) oder Sedimentation (westliche Ausläufer des Großen Vogelsandes nach Göhren, 1971). Da Vergleichszeiträume von 15 und mehr Jahren noch keine eindeutigen Aufschlüsse geben, müssen weitere Aufnahmen mit größeren Zeitabständen verglichen werden, wenn die morphologische Charakteristik im hier gebrauchten Sinne festgestellt werden soll. Bei Annahme von a_0 = 20 Jahre erhält man als häufigen Wert \overline{h}_u = 4 m, der durchaus belegbar ist, aber auch Werte von \overline{h}_u weit über 10 m, die als Grenzwerte bei der Verlagerung einer Tiefwasserzone in das Watt oder umgekehrt vorstellbar sind.

¹ Feld N0J4, N3J1, M0J7, M2J5, M3J5, M3J8, M4J6, M4J7, M4J8, M5J6, M5J7, M5J8, M5J9, M6J6, M7J6, M7J7, M8J5, M8J6, M8J7, M8J8, M8J9, M9J5.

² |h_b|_{max} konnte nur bei 8 Feldern einwandfrei ermittelt werden.

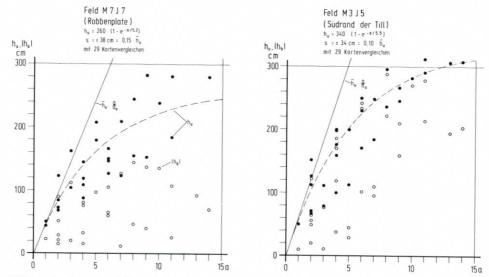


Abb. 23. Je ein Beispiel für Umsatz- und Bilanzhöhen auf Brandungsplaten und an Prielrändern mit relativ großer Streuung der Einzelwerte (s = 0,15 bzw. $0,10\cdot\overline{h}_u$), aber vertretbarem Vertrauensbereich für die h_u -Funktion (C = 0,06 bzw. 0,04 $\cdot\overline{h}_u$ oder 13 bis 14 cm)

Die hier gegebenen Zahlen beziehen sich stets auf kleine Einheiten von 1 km² Größe, unterteilt in 100 Teilflächen. In einem Zwischenstadium des Projektes waren Einheiten von 0,25 km² Größe analysiert worden, um den topographischen Verhältnissen besser gerecht zu werden. Die dabei ermittelten hu-Werte für Flächen, die ein Vielfaches an 0,25-km²-Einheiten ausmachen, decken sich weitgehend mit den o.g., während die ao oft kürzer als die o.g. sind: Beide Parameter sind in gewissen Grenzen von der Größe A abhängig.

3.4.2 Hinweise auf die Verwendbarkeit

Die morphologische Charakteristik kleiner Einheiten wurde in Kap. 3.4.1 nach Daten aus dem südlichen Elbmündungsgebiet entwickelt. Daß die Erkenntnisse verallgemeinerungsfähig sind, kann stichprobenartig an einigen Beispielen aus dem schleswig-holsteinischen Küstengebiet gezeigt werden:

Brandungsfreies Watt (FW): Feld P5N1 (Wesselb. Watt, Abb. 17), Feld P0M4 (Blauortsand) und Feld P2M3 (Blauortsand):

Parameter	Einheit	P5N1	POM4	P2M3	nach Kap. 3.4.1 zu erwarten
d (MThw)	m	1,0	2,0	0,5	≤2
u	dm	14,0	12,4	9,1	$8,9 \pm 2,9$
\overline{h}_{u}	cm	24	18	28	$19,5 \pm 7,7$
a_0	Jahr	5,0	2,4	4,8	$4,0 \pm 0,9$
h _b _{max}	cm	15	15	18	$(0,5 \text{ bis } 1,0) \cdot \overline{h}_{0}$
$a(h_b _{max})$	Jahr	18	8	16	$(2.9 \pm 0.4) \cdot a_0$

Watt mit Prielen (WP):

Feld P3L6 (Bielshövensand), Feld P2K5 (Hakensand) und Feld P4N0 (Wesselb. Watt):

Parameter	Einheit	P3L6	P2K5	P4N0	
d (MThw)	m	3,0	1,5	1,0	≤5
u	dm	30,0	20,9	25,0	$23,6 \pm 6,0$
$\overline{h}_{\mathbf{u}}$	cm	68	52	43	$44,5 \pm 23,1$
a ₀	Jahr	3,9	5,4	4,3	$4,1 \pm 1,4$
h _b _{max}	cm	51	45	38	$(0,3 \text{ bis } 1,0) \cdot \overline{h}_{u}$
a (h _b _{max})	Jahr	11	11	20	$(3,0 \pm 0,4) \cdot a_0$

Brandungswatt (BW):

Feld P0N1 (Wesselb. Watt), Feld P3N0 (Wesselb. Watt) und Feld P4L7 (Bielshövensand):

Parameter	Einheit	P0N1	P3N0	P4L7	
d (MThw)	m	1,2	1,5	1,7	1 bis 4
u	dm	17,7	22,7	14,2	$13,6 \pm 3,8$
$\frac{\overline{b}}{h_u}$	cm	50	42	36	$41,3 \pm 17,3$
a ₀	Jahr	3,0	5,5	4,8	$3,9 \pm 1,2$
h _b _{max}	cm	20	42	30	$(0,4 \text{ bis } 1,0) \cdot \overline{h}_{u}$
a (h _b _{max})	Jahr	17	20	12	$(2,5 \pm 0,4) \cdot a_0$

Randwatt (RW):

Feld O7M8 (Wesselb. Watt), Feld O3M9 (Wesselb. Watt) und Feld P2L7 (Bielshövensand):

Parameter	Einheit	O7M8	O3M9	P2L7	
d (MThw)	m	4,5	6,0	5,0	4 bis 10
u	dm	46,7	24,6	31,7	$13,5 \pm 5,0$
\overline{h}_u	cm	75	58	80	$65,6 \pm 21,8$
a ₀	Jahr	6,0	5,0	3,3	$3,2 \pm 1,2$
h _b _{max}	cm	50	55	80	$(0,7 \text{ bis } 1,0) \cdot \overline{h}_{u}$
a (h _b _{max})	Jahr	> 20	>10	10	$(2,7 \pm 0,5) \cdot a_0$

Bei Durchsicht der ausgewerteten kleinen Einheiten vor der schleswig-holsteinischen Küste fällt auf, daß häufig die Werte a₀ und a (|h_b|_{max}) sowie deren Quotient größer als im Elbmündungsgebiet sind. Ob dieses zu verallgemeinern ist, bedarf weiterer Untersuchungen.

Tiefes Wasser vor dem Watt (T):

Aus dem Gebiet der Deutschen Bucht liegt eine großflächige, gröbere Auswertung unter Kap. 4.2 vor. Die dort ermittelten Beträge $h_u=50\pm28$ cm für a=rd. 5 Jahre und kleine Einheiten von 100 km² Größe bestätigen die Größenordnung des Ergebnisses unter Kap. 3.4.1 mit $\overline{h}_u=64\pm7$ cm, die bei $a_0=2$,0 Jahre einem Wert von $h_{u5}=58$ cm für a=5 Jahre entsprechen. Es ist sogar folgerichtig, daß letzterer Wert (über A=1 km² ermittelt) etwas größer als der über A=100 km² bestimmte ist.

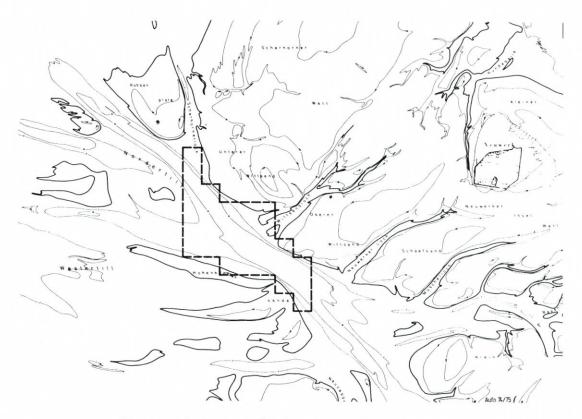


Abb. 24. Lageplan für ein 7 km² großes Gebiet der Till westlich von Neuwerk

Wattströme, Brandungsplaten und Stromränder

weisen so große Spannweiten für h_u und a_0 auf, daß ein Nachweis der bisherigen Ansätze bei dem jetzigen Stand der Untersuchungen nicht möglich ist. Einen Anhalt liefern Berechnungen für 28 zusammenhängende kleine Einheiten verschiedener Wassertiefen von insgesamt 7 km² in der unteren Till zwischen Wittsand und Hohenhörn Sänden (Abb. 24). Die tiefe Rinne war 1969 knapp 12 m tief, 1979 dagegen über 15 m; die KN-Linie im Norden ist etwa stabil geblieben, im Süden dagegen auf die Rinne zugewandert. So enthält dieses Gebiet Bereiche mit zeitweilig, aber auch einige mit langfristig wechselnder topographischer Höhe. Für die gewählte Fläche zeigt Abb. 25 die Entwicklung der Umsatzhöhen, zunächst über der fortlaufenden Zeit t für fünf verschiedene Ausgangsjahre. Daneben ist die Konstruktion der Kurve $h_u = f(a)$ erläutert. Es wird deutlich, daß die Mittel der Umsatzhöhen von 28 Einheiten für kleine Zeiträume a nur wenig um die Funktionen streuen, daß der Streubereich andererseits mit a zunimmt. Dennoch läßt sich ohne Schwierigkeiten eine charakteristische Funktion bestimmen. Die PR- und RW-Anteile an der Fläche von 7 km² mit $h_u = 245$ cm bzw. 66 cm sowie $a_0 = 6,6$ Jahre bzw. 3,2 Jahre sind offenbar so verteilt, daß sich mit $h_u = 140$ cm und $a_0 = 5,2$ Jahre Werte ergeben, die den zuvor allein aus WS-Flächen ermittelten gleichen.

Die o. g. Vertiefung der Rinne muß sich an den Bilanzhöhen zeigen. Diese erreichen nach Abb. 25 bis zu 40 % von hu und müßten für Zeiträume a über 15 Jahre wieder abnehmen.

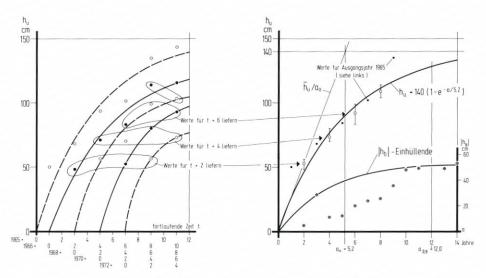


Abb. 25. Umsatz- und Bilanzhöhen für das Gebiet von Abb. 24: $h_u = f(a)$ für die Ausgangsjahre 1965, 1966 . . . 1972 (links) sowie $h_u = f(a)$ und $|h_b| = f(a)$ bis a = 14 Jahre (rechts)

3.4.3 Zur morphologischen Charakteristik größerer Gebiete

Um die natürlichen Verhältnisse in der Zusammensetzung verschiedener morphologischer Charaktere näher zu beleuchten, sei auf die Mittelwerte großflächiger Auswertungen hingewiesen:

GÖHREN (1971) ermittelte für das Neuwerk-Scharhörner Wattgebiet einschl. Prielen,
 Wattströmen und Teilen der Außenelbe:

$$A = 690 \text{ km}^2$$

 $a = 5 \text{ Jahre (1965-1970)}$
 $h_u = 73 \text{ cm}$
 $h_b = 7 \text{ cm Sedimentation}$
 $|h_b| = 0,10 \cdot h_u$

 BARTHEL (1981) verglich die KFKI-Karten aus dem JESP-Programm für das Knechtsand-Gebiet einschl. Till und Robinsbalje:

A = 340 km²
a = 5 Jahre (1974–1979)

$$h_u$$
 = 77 cm
 h_b = 17 cm Erosion
 $|h_b|$ = 0,22 · h_u

Dabei verteilen sich auf der Fläche die Umsatz- und Bilanzhöhen (als Mittel über kleine Einheiten von je 1 km²) wie folgt:

h_u in m	%	h_b in m	%
3,0–7,0	2	+3,0 bis +0,4	9
2,0-3,0	4	+0,4 bis 0	24
1,2-2,0	11	0 bis -0.4	45
0,8-1,2	17	-0.4 bis -0.8	15
0,4-0,8	33	-0.8 bis -4.0	7
0 -0,4	33		

Zwei Drittel der Flächen zeigen also Umsatzhöhen unter 80 cm, und etwas größer noch ist der Anteil, bei dem die Bilanzhöhen zwischen – 40 cm und + 40 cm liegen.

 Für das "morphologische Fenster" in der Till (48 km², siehe Siefert, 1983) ergeben sich als Mittelwerte:

Alle berechneten Werte $|h_b|$ über a sind auf Abb. 26 festgehalten. Die beiden obigen h_u -Werte gestatten als Anhalt die Berechnung einer Umsatzfunktion

$$h_u = 65 \cdot (1 - e^{-a/4,5})$$

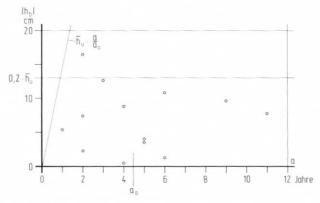


Abb. 26. Beträge der Bilanzhöhen $|h_b|$ über dem Vergleichszeitraum a für das 48 km 2 große "morphologische Fenster" bei Siefert (1983)

Die sich daraus ergebende Umsatzrate \overline{h}_u/a_0 ist auf Abb. 26 angegeben.

Alle drei Gebiete enthalten in unterschiedlicher Prozentzahl Bereiche verschiedener morphologischer Aktivität. So sind Anteile aus brandungsfreiem Watt, Prielsystemen, Brandungsgebieten und tieferem Wasser vorhanden. Insbesondere die beiden größeren Beispiele zeigen Zusammensetzungen, wie sie im Küstengebiet der deutschen Nordsee typisch sind. Insoweit ist der allgemeine Schluß erlaubt, daß bei einem Kartenvergleich über fünf Jahre für ein Wattgebiet mit angrenzenden Wattströmen Umsatzhöhen von 70 bis 80 cm zu erwarten sind und Bilanzhöhen, die wesentlich kleiner ausfallen, nämlich nur 10 bis 20 % dessen ausmachen. Letzterer Wert wird für die Ergänzungsflächen in Kap. 4.3 verwendet.

Daß aber in einem dermaßen gegliederten Küstenfeld die asymptotischen Höhen der Umsätze noch nicht erreicht sind, kann aus dem dritten Beispiel geschlossen werden, wo Umsatz- und Bilanzhöhen mit dem Zeitraum a scheinbar weiter angestiegen sind. Auf längere Zeiträume sind dann aber eine Stabilisierung der Umsatz- und eine Abnahme der Bilanzhöhen zu erwarten. Die Auswertung mehrerer Kartenvergleiche auf Abb. 26 zeigt denn auch, daß der größte $|h_b|$ -Einzelwert schon bei a=2 Jahren erreicht ist und $|h_b|$ von da an etwa linear abfällt.

Ebenso weisen diese Beispiele darauf hin, daß das Verhältnis

$$|h_b|_{\text{max}}/\overline{h}_u = f(A)$$

ist, weil die unter Kap. 3.4.1 für 1 km² große Flächen ermittelten Werte nicht ohne weiteres für größere Gebiete übernommen werden dürften. Darauf macht bereits der Kommentar zu "WS" in Kap. 3.4.1 aufmerksam. Weitere Untersuchungen können hier ansetzen.

Für die Dithmarscher Bucht bis zum Beginn der Vordeichung (1970) gibt Wieland (1984) folgende Werte an:

Die Bilanzhöhe erscheint klein, wird sie mit denen der o.g. Gebiete verglichen. Ein Hinweis auf Abb. 5 mag einerseits noch einmal die Zufälligkeit eines solchen Ergebnisses in Erinnerung rufen, andererseits aber auch eine Bestätigung dafür bringen, daß bei großen Vergleichszeiträumen a kleine $|h_b|$ sehr wahrscheinlich sind.

Ergänzend sei eine Aufstellung von Brolsma (1982) über die Sedimentation im niederländischen Wattgebiet aufgeführt. Er kommt (umgerechnet auf h_b = h_s) zu folgenden Werten:

gesamtes Wattgebiet	für a = rd. 5 Jahre:	$h_b = 1,0 \text{ cm}$
westliches Wattgebiet	für a = 10 bis 12 Jahre:	$h_b = 3.5$ cm
östliches Wattgebiet	für a = rd. 8 Jahre:	$h_b = 1,5 \text{ cm}$

Die Beträge liegen unter denjenigen von Elbmündungsgebiet, Knechtsand und Dithmarscher Bucht; die Flächen A, über die gemittelt wurde, sind allerdings auch erheblich größer (bis rd. 3000 km²).

3.4.4 Verallgemeinerungen

Nach den Ausführungen unter 3.4 lassen sich für das Watt folgende wesentliche morphologische Parameter, für etwa gleichartige Gebiete getrennt, aber mit der Möglichkeit von allmählichen Übergängen, zusammenstellen (Mittelwerte und deren Vertrauensbereiche):

Parameter	Einheit	brandungsfr. Watt FW	Watt mit kl. Prielen WP	Brandungswatt BW	Randwatt RW
d (MThw)	m bei MThw	≤2	≤ 5	1 bis 4	3 bis 8
u	dm	10 ± 2	25 ± 4	15 ± 3	15 ± 3
E^*/\overline{H}^3	MNm/m^3	70	65	130	90
$E_{\text{max}}^*/d^{1,8}$	$MNm/m^{1,8}$	3,5	3,5	16	12
	MNm/m	bis 0,1	0,3 bis 0,4	rd. 0,1	rd. 0,1
$\frac{E_{k_{max}}}{h_u}$	cm	20 ± 4	45 ± 13	40 ± 12	65 ± 10
	Jahr	$4,0 \pm 0,5$	$4,0 \pm 1,0$	$4,0 \pm 1,0$	$3,2 \pm 0,7$
$\frac{a_0}{h_u}/a_0$	cm/Jahr	5 ± 1	11 ± 4	10 ± 3	20 ± 4
$ h_b _{max}/\overline{h}_u$	_	0,5 bis 1,0	0,3 bis 1,0	0,4 bis 1,0	0,7 bis 1,0
$a (h_b _{max})/a_0$	_	2,5 bis 3,5	2,5 bis 3,5	2 bis 3	2 bis 4

Ob E* und E_k umfassende hydrologische Parameter für die gestellte Aufgabe sind oder ob besser auf die Ausgangserscheinungen (Seegangs-, Strömungsspektrum) zurückgegriffen werden sollte, wie 1983 in der grundlegenden Arbeit angedeutet, bedarf weiterer intensiver Untersuchungen. Wenn bei obiger Gegenüberstellung die Seegangs- sehr viel größer als die Strömungsenergie erscheint, so ist dabei folgendes zu berücksichtigen: \overline{H} erreicht Werte zwischen 0 und \overline{H}_{max} und ist bei mittleren Tideverhältnissen nur sehr klein (0,1 bis 0,2 m); E_{max}^* gilt bei Sturm, wenn zum Vergleich mit $E_{k_{max}}$ für letztere die maximalen Triftstromgeschwindigkeiten (bis 1,5 m/s nach Göhren, 1969) herangezogen werden müssen.

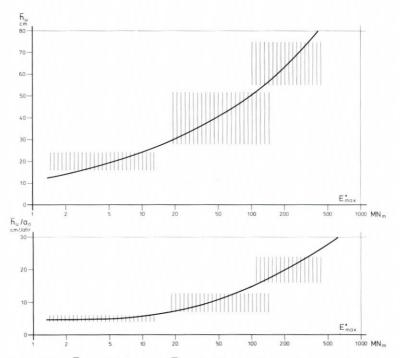


Abb. 27. Umsatzhöhen \bar{h}_u und Umsatzraten \bar{h}_u/a_0 im Wattgebiet über der maximalen Seegangsenergie E^*_{max}

Es wird deutlich, daß die Seegangsenergie von außen (RW) nach innen (FW) abnimmt, wenn man die ebenfalls abnehmenden \overline{H} und d bei obiger Tabelle berücksichtigt. Ferner nimmt die Strömungsenergie ab, wenn man dabei das Geschehen in den Prielen ausspart. Hiermit wird eine Möglichkeit gegeben, quantitativ die einwirkende Energie und die daraus resultierende asymptotische Umsatzhöhe \overline{h}_u sowie den jährlichen Umsatz \overline{h}_u/a_0 primär zu verknüpfen, wie dies Abb. 27 beispielhaft zeigt. Die Abnahme letzteren Wertes geht auch auf eine Verlängerung von a_0 zurück. Sekundär sind damit darüber auch Angaben zur Bilanz möglich:

Interessant ist, daß die Auswertungen erlauben, einen Vergleichszeitraum a ($|h_b|_{max}$) zu definieren, über den die höchsten Bilanzhöhen auftreten. Dieser liegt im Watt – nach den Ergebnissen aus dem Elbmündungsgebiet sowie ersten Vergleichen mit denen aus anderen Bereichen bewußt weit gefaßt – bei

Daraus ist einerseits zu folgern, daß bei Kartenvergleichen über solche Zeiträume die größte Chance besteht, die Maxima an Erosion oder Sedimentation im Watt zu erfassen, deren Beträge (für A = 1 km²) 30 bis 100 % derer des Umsatzes erreichen. Andererseits werden Vergleiche über längere Zeiträume kleinere h_b liefern (siehe dazu Abb. 7). Der dort genannte Parameter m wird dann zu

$$m = 2 \cdot a \left(|h_b|_{max} \right) / a_0$$

denn konsequenterweise müßten die maximalen Bilanzhöhen im Watt dann quasi-periodische Schwankungen zeigen. Ob dies der Fall ist, konnte wegen des zeitlich begrenzten Datenmaterials noch nicht nachgewiesen werden.

Für den Tiefwasserbereich, d.h. in diesem Falle Wassertiefen über 8 m bei MThw außerhalb der Wattströme und inneren Ästuare, können die morphologischen Parameter

```
\begin{array}{lll} u & = & 40 \pm 15 \text{ dm} \\ E^{\pm} & = & 80 \cdot \overline{H}^3 \text{ mit } \overline{H} \text{ von 0 bis } \overline{H}_{max} \\ E_{k_{max}} & = & (0,1 \text{ bis 0,7}) \cdot \text{d je nach v}_{max} \, (0,3 \text{ bis 1,2 m/s}) \\ \overline{h}_u & = & 60 \pm 10 \text{ cm} \\ a_0 & = & 2,0 \pm 1,0 \text{ Jahre} \\ \overline{h}_u/a_0 & = & 30 \pm 10 \text{ cm/Jahr} \\ |h_b|_{max}/\overline{h}_0 & = & 0,6 \text{ bis 1,0} \\ a \, (|h_b|_{max})/a_0 & = & 2 \text{ bis 4} \end{array}
```

angegeben werden. Die Energiebeträge sind größer als auf dem Watt; bei größeren Wassertiefen hält sich der asymptotische Wert der Umsatzhöhe in engen Grenzen in der Größenordnung wie auf dem Randwatt. a_0 ist aber schon wesentlich schneller erreicht, d. h., kurzfristiger treten entsprechende Umsatzhöhen auf (mit etwa 30 cm/Jahr für \bar{h}_u/a_0). Das Verhältnis a ($|h_b|_{max}$)/ a_0 weist darauf hin, daß außerhalb des Wattgebietes die Maxima der Bilanzhöhen schon bei Vergleichen über vier bis acht Jahre ermittelt werden können. Die Folgen für die Praxis liegen auf der Hand: Der optimale Peilabstand ist hier kürzer als im Watt.

Aussagen für die Wattströme können beim heutigen Stand der Auswertungen nur - wie in Kap. 3.4.1 geschehen - in allgemeinerer Form gegeben werden:

```
d im Mittel über 8 m bei MThw u um 50 dm E^{2s} = 65 \cdot \overline{H}^3 \text{ mit } \overline{H} \text{ von 0 bis } \overline{H}_{max} E_{k_{max}} = (0,2 \text{ bis 0,5}) \cdot \text{d je nach } v_{max} (0,6 \text{ bis 1,2 m/s}) \overline{h}_u \text{ um 140 cm} a_0 \text{ um 5 Jahre} \overline{h}_u/a_0 \text{ um 30 cm/Jahr}
```

Es wird deutlich, daß zwar die jährlichen Umsätze \overline{h}_u/a_0 ähnlich groß wie im übrigen tiefen Wasser sind, jedoch längerfristig überwiegend Erosion oder Sedimentation vorherrschen und somit wesentlich größere h_u und h_b auftreten können. Zur genauen Erfassung sind Peilungen in kurzen Abständen (unter 5 Jahre) erforderlich.

Das breite Spektrum der natürlichen Vorgänge im Platenbereich und an den Rändern der Wattströme kann näherungsweise wie folgt eingegrenzt werden: d bei MThw weniger als 2 m bis mehr als 13 m

u = 50 bis 150 dm

E* = $90 \cdot \overline{H}^3$ (in der Brandung) bis $65 \cdot \overline{H}^3$ (in den Rinnen)

mit \overline{H} von 0 bis \overline{H}_{max}

 $E_{k_{max}}$ = rd. 0,1 · d (in der Brandung) bis 0,5 · d (in den Rinnen)

mit $v_{max} = 0.4$ bis 1,2 m/s

 \overline{h}_u = 150 bis 350 cm a_o = 4 bis 10 Jahre \overline{h}_u/a_0 = 35 ± 15 cm/Jahr

 $|\overline{h}_b|_{max}/\overline{h}_u$ = 0,4 bis 0,8 a $(|h_b|_{max})/a_0$ = 2 bis 3

Daran wird deutlich, daß in diesem Gebiet die größten Umsätze, die höchsten Umsatzraten und die längstfristig gleichgerichteten Höhenänderungen stattfinden. Zur Gewinnung genauer Kenntnisse müssen die topographischen Aufnahmen sehr dicht liegen, was in solch schwierigem Gebiet erheblichen Aufwand erfordert.

4. Vorläufiger Kartenvergleich über etwa fünf Jahre

4.1 Watt und Wattströme

Für das Gebiet von Abb. 21 ohne den Kartenvergleich des DHI, soweit er nördlich bzw. westlich der Inselketten liegt, wurde über den auf Abb. 22 angegebenen Vergleichszeitraum nach der auf Abb. 13 gezeigten Methode ein Kartenvergleich durchgeführt. Die vorläufige und unvollständige Bilanzierung ergibt folgende Werte für den unbeschickten Vergleich:

Gesamtfläche A: 3379 km^2 Vergleichszeitraum a: 2 bis 8 JahreUmsatzhöhe h_u : 78,1 cmBilanzhöhe h_b : +1,3 cm

Die Bilanz ist damit etwa identisch mit der unter 3.4.3 für das niederländische Wattenmeer angegebenen, wo ebenfalls Sedimentation vorherrscht.

Zur Beurteilung des Gesamtergebnisses sei allerdings an Göhren (1971) erinnert, der für ein 690 km² großes Gebiet einen Wert $h_b = 7$ cm = 0,1 · h_u in fünf Jahren für "zu gering" hält, "um auf eine Materialzufuhr zu schließen".

Folgende grobe regionale Gliederung – bei zunächst willkürlicher Abgrenzung – kann bis jetzt vorgenommen werden (für a = 2 bis 8 Jahre):

Küstengebiet	km²	h _b (cm)	h _u (cm)	$ h_b /h_u$
Nordfriesland	752 + 273*	+1,4	83,2	0,02
Dithmarschen	596	-2,7	75,7	0,04
Elbe/Weser/Jade	1034 + 71*	+3,3	83,8	0,04
Ostfriesland	653	+1,2	62,8	0,02
gesamt	3379	+1,3	78,1	0,02

^{*} Unkorrigiert vom DHI übernommen.

Mit aller Vorsicht ist auf eine positive Materialbilanz zu schließen, die rechnerisch zu einem Sedimentationsbetrag von rd. 40 · 10⁶ m³ innerhalb von zwei bis acht Jahren führte. Dabei ist die negative Bilanz vor Dithmarschen bemerkenswert, insbesondere weil sich dort auch im küstenfernen Gebiet Erosionen zeigen (vgl. Abb. 28) und Wieland (1984) als Folge der Vordeichung noch bis 1976 starke Sedimentation feststellte.

Auf eine Kartierung der Umsatz- und Bilanzhöhen in den einzelnen kleinen Einheiten wurde bei dem jetzigen Stand der Untersuchungen mit unvollständig erfaßten Flächen verzichtet (vgl. Abb. 21).

4.2 Deutsche Bucht

Trotz großer Anstrengungen wurde das Ziel nicht erreicht, die sog. blauen Karten, also das Gebiet außerhalb des Insel- und Wattbereiches, mit dem TASH-Programm vollautomatisch zu vergleichen. Das hätte zur Folge gehabt, vollständig auf Ergebnisse aus einer Fläche von rd. 9000 km² zu verzichten. Um dies zu vermeiden, wurde mit dem DHI vereinbart, eine vereinfachte Auswertung für das in Frage kommende Gebiet vorzunehmen. Grundlage sollten die im Institut vorhandenen Datenbänder sein. Schließlich fertigte das DHI für das Gebiet von Abb. 21 folgende Ausdrucke für 6900 Einzelflächen von je 1 km² Größe:

mittl. Höhe 1974/76 mittl. Höhe 1979/81 Anzahl der Meßpunkte je Aufnahme Höhendifferenz (= Bilanzhöhe)

Für die Berechnung wurden alle vom DHI auf Datenträgern vorliegenden Tiefeninformationen der genannten Jahre verwendet. Zusätzlich wurden die digitalisierten Karten der Westküste Schleswig-Holsteins mit eingespielt, von denen hier aber nur kleine Teile (insbesondere nördlich des Hindenburgdammes) verwendet wurden. Das Gebiet westlich von Langeoog kann erst bearbeitet werden, wenn die Daten aus der Digitalisierung vorliegen.

Die "Teilflächengröße" beträgt in diesem Gebiet 1 km². Daher wurden analog zu den Untersuchungen im Flachwassergebiet hier "kleine Einheiten" zu je 10×10 km² gebildet, um ebenfalls Umsatz und Bilanz parallel untersuchen zu können, allerdings in einem wesentlich gröberen Verfahren.

Die Ergebnisse der Auswertungen des DHI wurden für 4379 km² verwendet und können aus Abb. 28 entnommen werden. Die unkorrigierten Daten liefern Höhendifferenzen hbzwischen – 9 m und + 12 m für einzelne 1-km²-Felder und – jeweils in Quadrate von 100 km² zusammengefaßt und gemittelt – folgende Werte:

h_u zwischen 0,1 und 3 m, i. M. 98 cm h_b zwischen -2 und +0,4 m, i. M. +6 cm

Leider standen nur ungeprüfte Daten von den beiden topographischen Aufnahmen zur Verfügung. Auf die Schwierigkeiten hinsichtlich des Kartenvergleiches wird in Kap. 3.3.3 hingewiesen. Es konnten zunächst 10 m-Fehler in einigen km²-Feldern festgestellt werden. In anderen traten zu Nachbarfeldern bemerkenswert große Differenzen – bis 8 m – auf, bei denen der Grund möglicher Ungenauigkeit unbekannt ist. Daher wurden in einem zweiten Rechengang die Daten derjenigen der 4379 Felder, die um mehr als 5 m von denen der Nachbarfelder abwichen, verändert: Die Höhenänderungen der umgebenden Felder wurden gemittelt und dann als korrigierter Wert verwendet. Die Resultate dieses letzten Rechenganges zeigt Abb. 28. Als generelle Aussagen können gelten:

 Im Gebiet der sog. blauen Karten wurden Flächen über je 100 km², soweit sie ausreichend entfernt von Riffbögen und Außensänden liegen (dazu Kennzeichnung auf Abb. 28) und Daten von mehr als 20 km² enthalten, zusammengefaßt. Sie liefern

 h_u zwischen 20 und 129 cm, i. M. 50 cm mit C = \pm 10 cm und s = \pm 28 cm h_b zwischen +56 und -45 cm, i. M. +7 cm mit C = \pm 7 cm und s = \pm 21 cm.

- Für die Tiefwasser-Fläche von 34 × 100 km² ergibt sich rechnerisch eine Sedimentation von rd. 240 · 10⁶ m³/rd. fünf Jahren und damit bei gleicher Flächengröße etwa der sechsfache Betrag desienigen im Küstenbereich.
- Die großen Standardabweichungen, wegen der Vermessungsungenauigkeit und der Datenbeschaffenheit zu erwarten, müssen dieses Ergebnis relativieren.
- Die sechs Felder nördlich von Baltrum bis zur Wesermündung zeigen größeren Umsatz (h_u zwischen 94 und 126 cm) und mit +19 cm ein wesentlich höheres mittleres h_b , entspr. einer Sedimentation von rd. 110 · 10⁶ m³/rd. fünf Jahren.
- Schließlich liefern 10 küstennahe Felder von Trischen bis zum Lister Tief h_u zwischen 79 und 205 cm und eine mittlere Bilanzhöhe von $h_b = -19$ cm, damit eine Erosion von rd. $190 \cdot 10^6$ m³/rd. 5 Jahren.
- Insgesamt zeigen die grob korrigierten Daten je nach Berechnungsart für das Gebiet außerhalb des Wattrandes auf Abb. 28 eine Sedimentation von 130 bis 160 Mio. m³, worin größere regionale Erosionsgebiete von Röm bis Amrum und Eiderstedt bis Trischen eingeschlossen sind. Hingewiesen sei in diesem Zusammenhang aber nochmals auf die mangelnde Genauigkeit.

4.3 Ergänzungen über die morphologische Charakteristik

Für den Zweck der Beschickung von Umsatzhöhen, die aus zwei topographischen Aufnahmen im Abstand von i Jahren stammen, auf einen anderen Vergleichszeitraum ist folgender Weg gangbar:

- h_{ui} einer kleinen Einheit ermittelt als h_u über a = i Jahre;
- 2. Bestimmung bzw. Schätzung der topographischen Gegebenheiten, des Seegangscharakters und der Strömungsverhältnisse in dem entspr. Gebiet;
- 3. nach Kap. 3.4.4 Ansprache der "morphologischen Charakteristik"; damit Festlegung von \overline{h}_u und a_0 ;
- 4. Berechnung des Wertes

$$h_u = \overline{h}_u \cdot (1 - e^{-i/a_0})$$

zur Kontrolle und evtl. Korrektur von \overline{h}_u , so daß $h_u = h_{ui}$ erreicht wird;

5. Berechnung h_u = f(a) für den gewünschten Vergleichszeitraum.

Auf diesem Wege können die Ergebnisse von Kap. 4.1 und 4.2 korrigiert werden, was im Rahmen der vorliegenden Arbeit noch nicht geschieht.

Abb. 21 weist vor der gesamten schleswig-holsteinischen Küste sowie im bisher erfaßten ostfriesischen Raum vor allem Lücken auf dem Watt aus. Dabei handelt es sich fast ausschließlich um Brandungswatt und brandungsfreies Watt mit und ohne kleine Priele. Dafür gelten nach Kap. 3.4.4

$$h_u = 20 \cdot (1 - e^{-a/4}) \text{ für FW}$$

$$h_u = 45 \cdot (1 - e^{-a/4}) \text{ für WP}$$

$$h_u = 40 \cdot (1 - e^{-a/4}) \text{ für BW}$$

Generell liefert a = 5 Jahre (wie im Projekt MORAN vorgesehen) für alle drei Gebiete

$$h_{...5} = 0.71 \cdot \overline{h}_{...}$$

Ferner ist festgestellt worden, daß $|h_b|_{max}$ für kleine Einheiten erst nach dem 2- bis 3,5fachen von a_0 zu erwarten ist, also nach 8 bis 12 Jahren, und dann den Betrag von \overline{h}_u erreichen kann. Da stets $|h_b| \leq h_u$ sein muß, wäre generell von

$$h_{b5} = -h_{u5} bis + h_{u5}$$

auszugehen; andererseits ist nach Kap. 3.4.3 zu erwarten, daß der Wert h_b für größere Gebiete, wie sie im folgenden betrachtet werden sollen, zwischen den Grenzen

$$h_{b5} = -0.2 \cdot h_{u5} \text{ bis } +0.2 \cdot h_{u5}$$

zu suchen sein und im Mittel nahe Null auftreten wird. Entsprechend wurden die Berechnungen vorgenommen. In der Unterteilung von Kap. 4.1 liefert dies:

Nordfriesland:	Bisher erfaßt:	1025 km ²
	Hinzu kommen: brandungsfr. Watt:	180 km^2
	Watt mit Prielen:	100 km^2
	Brandungswatt:	50 km^2

Damit liefert die Ergänzung:

 $A = 1355 \text{ km}^2$ a = rd. 5 Jahre

 $h_b^1 = +1,1 \text{ cm}/+0,1 \text{ cm}/+2,1 \text{ cm}$

 $h_u = 68,2 \text{ cm}$

Bisher erfaßt: 596 km²

Hinzu kommen: brandungsfr. Watt: 30 km²
Brandungswatt: 20 km²

Damit liefert die Ergänzung:

 $A = 646 \text{ km}^2$ a = rd. 5 Jahre

 $h_b^1 = -2.5 \text{ cm}/-2.8 \text{ cm}/-2.2 \text{ cm}$

 $h_u = 71,4 \text{ cm}$

Elbe/Weser/Jade: Bisher erfast:

Bisher erfaßt: 1105 km² Hinzu kommen: brandungsfr. Watt 60 km²

Damit liefert die Ergänzung:

A = 1165 km^2

 $A = 1165 \text{ km}^2$ a = rd. 5 Jahre

 $h_b^1 = +3.1 \text{ cm}/+2.9 \text{ cm}/+3.3 \text{ cm}$

 $h_{u} = 80.2 \text{ cm}$

Ostfriesland

Dithmarschen:

(nur südl. von Juist und südl. von Langeoog

bis zur Außenjade):

¹ Unter der Annahme $h_b = 0/-0.2 \cdot h_u/+0.2 \cdot h_u$.

Bisher erfaßt:	653 km^2
Hinzu kommen: brandungsfr. Watt:	100 km^2
Watt mit Prielen:	30 km^2
Brandungswatt:	20 km^2
Wattströme ¹ :	20 km^2

Damit liefert die Ergänzung:

A = 823 km² a = rd. 5 Jahre h_b^2 = +1,0 cm/-0,1 cm/+2,1 cm h_a = 55,6 cm

Zwar führen die Ergänzungen immer noch zu groben Anhalten, die aber wegen Vollständigkeit der Gebiete unterschiedlicher morphologischer Charakteristik einigermaßen repräsentativ sind. Daher darf hier zusammenfassend auch noch das Ergebnis für das gesamte, bisher untersuchte Küstenvorfeld genannt werden:

	betrachtete Fläche km²	Bilanzhöhe h _b cm	Umsatzhöhe h _u cm	h _b /h _u
Küstennahbereich	rd. 4000	+1,1	70	0,02
Deutsche Bucht	rd. 4400	rd. +3,5	rd. 50	0,07
gesamt	rd. 8400	rd. +2,4	rd. 60	rd. 0,04

Die Zahlen gelten für einen Vergleichszeitraum von rd. fünf Jahren. Sie weisen allgemein Sedimentation aus.

5. Ausblick

Die weiteren Arbeiten im Rahmen des hier behandelten Projektes sind im Grunde genommen in zwei Kategorien einzuteilen. Da sind einmal diejenigen, die zur Bewältigung der ursprünglich gestellten Aufgaben gehören. Auf sie wird jeweils an passender Stelle im Text hingewiesen, und sie werden unten noch einmal zusammengestellt. Zum anderen sind es Arbeiten, die mit den hier entwickelten Ansätzen und Ideen auf der Basis des aufbereiteten Datenmaterials zu weiterführenden morphologischen Analysen beitragen könnten. Auch dazu folgen unten einige Hinweise. Es wird angestrebt, das Projekt MORAN für eine gewisse Zeit weiter zu fördern, um diesen Zielen näherzukommen.

Arbeiten zum Abschluß der ursprünglich gestellten Aufgaben:

- Durchführung des Kartenvergleiches etwa 1975-etwa 1980, soweit dies nicht schon im Detail geschehen ist (vgl. Abb. 21);
- Kartierung von Umsatz und Bilanz für das gesamte Untersuchungsgebiet, soweit dies möglich ist (einschl. Beschickung auf a = 5 Jahre, soweit dies erforderlich ist);
- Interpretation des Kartenvergleiches hinsichtlich der Verlagerung von Rinnen, Platen, Sänden und Prielen.

¹ Gerechnet mit \overline{h}_u = 140 cm, a_0 = 5 Jahre, h_{u5} = 0,63 · \overline{h}_u , h_{b5} = 0/- 18/+ 18 cm.

 $^{^2}$ Unter der Annahme h_b = 0/–0,2 \cdot $h_u/+$ 0,2 \cdot h_u für die ergänzten Flächen.

Weiterführende Arbeiten:

Üblicherweise werden topographische Veränderungen zwischen zwei Aufnahmen interpretiert, indem Erkenntnisse über Strömungen (meist aus 14-Tage-Messungen) und Seegang (meist aus unterbrochenen Reihen aus 1 bis 3 Jahren und nicht unbedingt aus derselben Zeit stammend) verallgemeinert werden. Hier ist ein Ungleichgewicht erkennbar: Wenn präzise Aussagen gemacht werden sollen, dann benötigt man Messungen über den gesamten Zeitraum a; wenn allgemeine Aussagen angestrebt werden, dann allgemein auch hinsichtlich der Kartenvergleiche. Diese Möglichkeit ist in Kap. 2 und 3 aufgezeigt worden. Das Ziel ist Quantität über statistische Zusammenhänge. Dazu bedarf es weiterer Anstrengungen:

- Genauere Untersuchung der morphologischen Zusammenhänge in den hier mit T, WS und PR bezeichneten Gebieten; dazu evtl. Auflösung des bisherigen Quadrate-Mosaiks in brauchbarere Formen;
- die Abhängigkeit morphologischer Parameter von weiteren Faktoren analysieren; dazu gehört etwa, wie das Verhältnis Bilanz- zu Umsatzhöhe von der Flächengröße A abhängt, wie genau und mit welchen Gesetzmäßigkeiten ein Bilanzmaximum über a zu bestimmen ist und ob Werte für m angegeben werden können; evtl. ergeben sich dabei auch regionale Differenzierungen;
- typische h'_u-Verteilungen erarbeiten, um aus einem Mittelwert über eine kleine Einheit auch auf Extremwerte für Teilflächen schließen zu können; hieraus können detaillierte Schlußfolgerungen auf den Materialtransport abgeleitet werden;
- Untersuchungen darüber anstellen, welche hydrologischen Parameter für diese morphologischen Analysen am besten geeignet sind;
- Kartenvergleiche auf die Aufnahme 1985/87 ausdehnen: Damit wird in vielen Gebieten erstmals die Möglichkeit gegeben, über den wichtigen Zeitraum von 10 Jahren zu vergleichen, und vielerorts werden Vergleiche über mehr als 15 Jahre angestellt werden können;
- Behandlung der sedimentologischen und biologischen Aspekte. Es ist heute z.B. bekannt, daß die Besiedlung dort besonders dünn ist oder sogar fehlt, wo der Umsatz ausgesprochen stark ist, d.h. an den Rändern der Wattströme und im Platengebiet;
- Erweiterung des hier verwendeten Verfahrens auf größere topographische Einheiten in Anlehnung an RENGER (1976) und DAMMSCHNEIDER (1983);
- Prüfung, ob dieses Verfahren brauchbar ist zur Quantifizierung des Einflusses künstlicher Veränderungen; dazu finden sich Anregungen u.a. in den Arbeiten von Hovers (1973), SAMU (1982), DIECKMANN (1985), DAMMSCHNEIDER (1985) und WIELAND (1984).

6. Danksagung

Es ist dem Autor ein besonderes Bedürfnis, dem langjährigen Mitarbeiter an diesem Projekt, Herrn Heinrich Siemssen, für seine engagierte Tätigkeit bis zum letzten Tag vor Erreichung des Ruhestandes zu danken. Als einer der beiden Männer der "ersten Stunde" der damaligen Forschungsgruppe Neuwerk hat er wesentlichen Anteil an der Herstellung der topographischen Aufnahmen, deren Daten er in den letzten Jahren sehr erfolgreich nach Gesichtspunkten bearbeitete, die einem Mann aus der Vermessungs-Praxis von Haus aus fremd sind. Er hat wesentlich zum Gelingen der Arbeit beigetragen, und sein Name wird mit dem Projekt "MORAN" stets verbunden bleiben.

Weiter gilt der Dank den engagierten Mitgliedern der vorn genannten Projektgruppe

sowie den Herren Drs. Göhren, Luck und Rohde, die in vielen langen Diskussionen mit dazu beigetragen haben, das Projekt voranzubringen und die Analysen in die richtigen Bahnen zu lenken.

7. Schriftenverzeichnis

- Barthel, V.: Vergleich der Topographie 1974–79 des Testfeldes "Knechtsand" im Rahmen des MORAN-Projektes. Strom- und Hafenbau, Ref. Hydrologie Unterelbe, Studie 51, 1981 (unveröff.).
- Bettac, W., Schleider, W. u. Sindern, J.: Das Küstenkartenwerk 1:25000 der Deutschen Bucht Vermessung und Kartographie. Die Küste, H. 40, 1984.
- Brolsma, P.: Sedimentbalans Waddenzee. Rijkswaterstaat, Nota WWKZ-82. H002, Hoorn 1982 (unveröff.).
- Dammschneider, H.-J.: Morphodynamik, Materialbilanz und Tidewassermenge der Unterelbe. Berliner Geogr. Studien, Bd. 12, 1983.
- Dammschneider, H.-J.: Quantitative Morphodynamik im Sohlenregime der Unterelbe. Die Küste, H. 42, 1985.
- DIECKMANN, R.: Geomorphologie, Stabilitäts- und Langzeitverhalten von Watteinzugsgebieten der Deutschen Bucht. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 60, 1985.
- FÜHRBÖTER, A.: Über mikrobiologische Einflüsse auf den Erosionsbeginn bei Sandwatten. Wasser und Boden, H. 3, 1983.
- GÖHREN, H.: Über die Genauigkeit der küstennahen Seevermessung nach dem Echolotverfahren. Hamb. Küstenf., H. 2, 1968.
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 6, 1969.
- GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des Elbmündungsgebietes. Hamb. Küstenf., H. 14, 1970.
- GÖHREN, H.: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 19, 1971.
- HOVERS, G.: Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser. Mitt. der Bundesanst. für Wasserbau Karlsruhe, Nr. 34, 1973.
- Jensen, G.: Auswertung von Tiefenänderungen über verschiedene Zeiträume und Flächengrößen hinsichtlich Erosion, Sedimentation und Umsatz. Dipl.-Arbeit, Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, 1983 (unveröff.).
- Kerssens, P. J. M.: New Development in Suspended Sediment Research. 2nd Intern. Conf. on Inland Waterways Transp. and Harbour Eng., Basrah, Irak, 1980.
- Klug, H. u. Higelke, B.: Ergebnisse geomorphologischer Seekartenanalysen zur Erfassung der Reliefentwicklung und des Materialumsatzes im Küstenvorfeld zwischen Hever und Elbe 1936–1969. DFG-Forschungsber. Sandbewegung im Küstenraum, Verl. H. Boldt, Boppard, 1979.
- KNOP, F.: Untersuchungen über Gezeitenbewegung und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 61/1, 1961.
- KNOP, F.: Küsten- und Wattveränderungen Nordfrieslands Methoden und Ergebnisse ihrer Überwachung. Die Küste, Jg. 11, 1963.
- REINECK, H.-E.: Die Größe der Umlagerungen im Neuwerk/Scharhörner Watt. Hamb. Küstenf., H. 33, 1975.
- REINECK, H.-E.: Einwirkung der vier Sturmfluten im Januar 1976 auf die Wattensedimente zwischen dem Festland und der Insel Neuwerk. Hamb. Küstenf., H. 35, 1976.
- Reineck, H.-E., Chen, C. M. u. Wang, S. S.: Die Rückseitenwatten zwischen Wangerooge und Festland, Nordsee. Senckenbergiana marit., Bd. 17, Nr. 4/6, 1986.
- Renger, E.: Quantitative Analyse der Morphologie von Watteinzugsgebieten und Tidebecken. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 43, 1976.
- Samu, G.: Zur Morphogenese des Seegebietes vor Borkum und des Südweststrandes der Insel. Die Küste, H. 37, 1982.
- Schleider, W.: Das Peilwesen der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes im Küstengebiet. Der Seewart, H. 6, 1981.

- SIEFERT, W.: Zur Meßgenauigkeit der Pegelaufzeichnungen in der Außenelbe. Hamb. Küstenf., H. 13, 1970.
- SIEFERT, W.: Über Formen, Längen und Fortschrittsrichtungen von Wellen in küstennahen Flachwassergebieten. Hamb. Küstenf., H. 24, 1972.
- SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 40, 1974.
- SIEFERT, W.: Morphologische Analysen für kleine Einheiten. Proc. INTERMARITEC, Hamburg, 1982.
- SIEFERT, W.: Morphologische Analysen für das Knechtsand-Gebiet (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. u. BARTHEL, V.: The German "Moran" Project. Proc. 17th Intern. Conf. on Coastal Engin., Sydney 1980, ASCE, New York, 1981.
- Siefert, W. u. Lassen, H.: Vermessungsarbeiten im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 2, 1968.
- SONDERFORSCHUNGSBEREICH 149: Jahresberichte 1980 und 1981, Hannover, 1981 und 1982.
- TAUBERT, A.: Morphodynamik und Morphogenese des Nordfriesischen Wattenmeeres. Hamb. Geogr. Schriften, H. 42, 1986.
- UNSÖLD, G.: Jahreslagen und Aufwachsraten in Schlicksedimenten eines künstlichen, gezeitenoffenen Sedimentationsbeckens (Wattgebiet südlich Nordstrand/Nordfriesland). Meyniana, 26, 1974.
- Wieland, P.: Untersuchungen über geomorphologische Veränderungen in der Dithmarscher Bucht. Die Küste, H. 40, 1984.
- WIELAND, P.: Umfang und Häufigkeit topographischer und fotografischer Erfassung des Wattenmeergebietes zwischen Hever- und Elbemündung von 1934 bis 1984. Die Küste, H. 42, 1985.

8. Symbolverzeichnis

a	Vergleichszeitraum (Zeitdiff. zwischen zwei topogr. Aufnahmen)	Jahr
a ₀	Zeitraum, in dem \overline{h}_u bei gleichsinniger, linearer Veränderung der Topographie der Teilflächen einer Einheit erreicht würde (siehe Kap. 2.3)	Jahr
a _{0,9}	Zeitraum bis zum Erreichen von 0,9 \cdot \overline{h}_u	Jahr
$a(h_b _{max})$	Zeitraum für das Erreichen der höchsten Bilanz-Beträge	Jahr
d	Wassertiefe	m
h_b	mittlere Bilanzhöhe einer Fläche A (siehe Kap. 2.1)	m
h _e	mittlere Erosionshöhe einer Fläche A (siehe Kap. 2.1)	m
h_s	mittlere Sedimentationshöhe einer Fläche A (siehe Kap. 2.1)	m
h_u	mittlere Umsatzhöhe einer Fläche A (siehe Kap. 2.1)	m
\overline{h}_{u}	asymptotischer Grenzwert von hu	m
h'	Höhenänderung einer Teilfläche von 1 ha Größe $(h'_u = h'_b = h'_s \text{ bzw. } h'_e)$	m
h ₀ ′	max. Umsatzhöhe einer Teilfläche [hu = f(t) auf Abb. 6]	m
h_{ui}	Umsatzhöhe für a=i Jahre (h _{u2} ist also die Umsatzhöhe für einen Zeitraum von 2 Jahren zwischen topogr. Aufnahmen)	m
m	Vielfaches von a_0 , bei dem $h_b = 0$ angenommen werden kann (siehe Abb. 7)	-
n	Anzahl der Teilflächen einer kleinen Einheit	-

S	Standardabweichung des Einzelwertes	m; Jahr
t	fortlaufende Zeit; t=0 im Jg. der 1. Aufnahme	Jahr
t_0	entspr. a ₀	Jahr
u	topogr. Ungleichförmigkeit (Höhe der 10 % höchsten minus Höhe der 10 % tiefsten Teilflächen einer Einheit)	m
v _m , v _{max}	mitt. (max.) Strömungsgeschwindigkeit	m/s
z	mittl. topogr. Höhe einer Fläche	m KN
A	Fläche	km^2
C	Vertrauensbereich des Mittelwertes für die statist. Sicherheit 95 %	m; Jahr
E*	Seegangsenergie	Nm
$E_{\mathbf{k}}$	kinetische Energie	Nm
\overline{H}	mittl. Wellenhöhe	m
$\overline{H}_{\text{max}}$	höchste mögliche mittlere Wellenhöhe	m
H _{1/3}	kennzeichnende Wellenhöhe	m
KN	Kartennull, definiert als Höhe des mittl. Springtideniedrigwassers	m NN
\overline{L}	mittl. Wellenlänge	m
\overline{T}	mittl. Wellenperiode	S
$T_{H^{1/3}}$	Periode der kennzeichnenden Welle	S
V	Volumen	m^3
δ	Wellensteilheit	-

Zum säkularen Verhalten der mittleren Watthöhen an ausgewählten Beispielen

Von WINFRIED SIEFERT und HORST LASSEN

Zusammenfassung

Für den Küstenschutz der nächsten Jahrzehnte ist von großer Bedeutung, ob bei weiterem (schnellerem?) Anstieg der Tidewasserstände die Wattgebiete "mitwachsen" oder nicht.

Nach einem im KFKI-Projekt "Morphologische Analysen Nordseeküste" (MORAN) entwickelten Ansatz wurden Nivellements auf kleinen Wattflächen und auf den Trassen des Wattweges von Cuxhaven nach Neuwerk daraufhin untersucht. Als Ergebnis ist festzuhalten, daß das Watt in den letzten 120 Jahren keine nennenswerten Höhenänderungen zeigt, während das MThw um gut 20 cm gestiegen ist. Für die Zukunft ist Erosion im Watt nicht auszuschließen.

Summarv

It is of vital importance for the North Sea coastal zone management, to know whether the extent of the intertidal area will increase as the mean sea level rises.

Certain intertidal areas and especially the reach between Cuxhaven and Neuwerk Island were investigated by a new method recently developed in a project of the German Coastal Engineering Board (KFKI). The results indicate that no significant change in the intertidal height has occured during the last 120 years, although the mean high water level increased by 20 cm. This does not, however, mean that future erosion will not occur.

Inhalt

1.	Einleitung und Veranlassung
2.	Methode
	Unterlagen und deren Genauigkeit
	3.1 Nivellements
	3.2 Genauigkeit
	Ergebnisse
	4.1 Kleine Einheiten hochliegenden Wattes
	4.2 Wattweg von Cuxhaven nach Neuwerk
5.	Schlußfolgerungen
	Schriftenverzeichnis
7.	Symbolverzeichnis

1. Einleitung und Veranlassung

Nachweislich ist der Wasserspiegel der Nordsee in den letzten Tausenden von Jahren angestiegen, wobei die Geschwindigkeit seit etwa 2000 Jahren deutlich abgenommen hat. Über die vergangenen Jahrzehnte aber beobachtet man eine Beschleunigung an allen Küstenpegeln der südlichen und östlichen Nordsee. Dies hat insbesondere in den Niederlanden zu intensiven Untersuchungen über die zukünftige Entwicklung geführt und beschäftigt in zunehmendem Maße auch die deutsche Wissenschaft.

Für den Küstenschutz von besonderer Bedeutung ist neben dem Anstieg des Wasserstandes das säkulare Verhalten der vorgelagerten Wattgebiete. Sie wirken heute als Schutzschild vor der Küste, auf dem der größte Teil der Seegangsenergie umgewandelt wird. Die Höhe dieses Schildes ist in den vergangenen Jahrhunderten mit dem Wasserstand angewachsen. Es liegt auf der Hand, daß bei säkular steigenden Wasserständen die Wassertiefen dann größer werden, wenn die Watten nicht mitwachsen.

Sehr schwierig ist es, der Frage, ob Watthöhen zunehmen oder nicht, durch Auswertung von Meßdaten aus früherer Zeit nachzugehen, weil solche weitgehend fehlen. Nach Kenntnis der Autoren gibt es zu diesem Thema folgerichtig keine Literatur, aber die weit verbreitete Meinung: Wenn in Zukunft die Wasserstände schneller steigen, werden die Watten entsprechend schnell mitwachsen.

So wurde die Arbeit zu diesem Thema zum einen veranlaßt durch neue Arbeiten zum säkularen Wasserstandsverhalten (JENSEN, 1984; FÜHRBÖTER, 1986), zum anderen durch Arbeiten zur Morphologie des Küstenvorfeldes (SIEFERT, 1987) und durch interne Auswertungen von Watthöhen auf dem Wattweg von Cuxhaven nach Neuwerk aus alten Nivellements ab 1864.

Wenn von "Wasserspiegelanstieg" die Rede ist, so muß dieser im Tidegebiet genau definiert werden. Es ist festzustellen, daß sich MThw, MTnw und MT1/2w keineswegs gleich verändert haben. So sind generell vor unserer Küste in den letzten Jahrzehnten

- das MThw stark gestiegen
- das MTnw etwa konstant geblieben bis leicht gefallen
- das MT1/2w gestiegen.

Bei Vergleichen säkularer Wasserstands- und Watthöhenentwicklungen ist dies zu berücksichtigen.

2. Methode

Selbstverständlich kann man topographische Höhen aus verschiedenen Aufnahmen unmittelbar miteinander vergleichen und aus den Differenzen säkulare Entwicklungen berechnen. Auf Grund von Energieeinwirkung unterschiedlicher Intensität wechseln allerdings die Höhen kurz- und mittelfristig in gewissen Grenzen. Diese Streubreite muß erfaßt werden, um nicht falschen Schlüssen zu erliegen.

Aus Untersuchungen über die morphologische Charakteristik des hochliegenden Wattes auf der Basis von Kartenvergleichen ergeben sich Verhältnisse, die auf Abb. 1 dargestellt sind (Siefert, 1987). Auf dem Wege zur Analyse der morphologischen Charakteristik werden dabei Umsatz und Bilanz als Funktionen über der Zeit dargestellt. Dazu wird der Zeitparameter a (in Jahren anzugeben) eingeführt*. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß auf diese Weise generelle Aussagen über die Umsatz- und Bilanzhöhen als Funktionen von a möglich sind, wobei gilt:

U m s a t z einer kleinenEinheit = Summe aller Höhenveränderungen h_u' (in Zentimetern) der Teilflächen, unabhängig vom Vorzeichen, gegeben als mittlere Höhe h_u für die kleine Einheit.

Bilanz einer kleinen Einheit = Differenz zwischen der Summe der Sedimentationshöhen h's

^{*} Dabei soll es sich definitionsgemäß um die Dauer eines Vergleichszeitraumes handeln und *nicht* um die fortlaufende Zeit. Diese Definition bereitet dem Leser erfahrungsgemäß Verständnisschwierigkeiten, ist aber von großer Wichtigkeit.

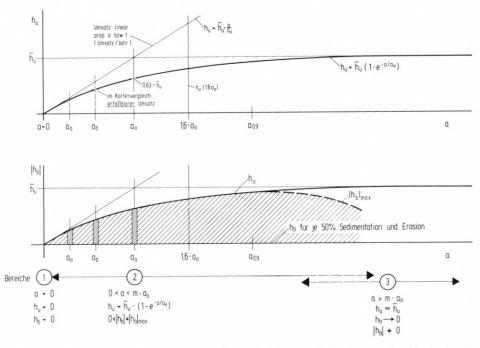


Abb. 1. Generalisierte Darstellung der Umsatzhöhen h_u und der Bilanzhöhen h_b über dem Vergleichszeitraum a zwischen topographischen Aufnahmen

und derjenigen der Erosionshöhen h_e' der einzelnen Teilflächen, gegeben als mittlere Höhe h_b für die kleine Einheit.

Kleine Einheiten sind üblicherweise Quadrate von A = 1 km² Größe, die unterteilt werden in

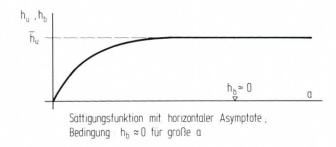
Teilflächen von je 1 ha Größe. Die Angaben für die kleinen Einheiten stellen die Mittelwerte aus den Daten der n Teilflächen dar.

Aus den bisherigen Untersuchungen geht hervor, daß die Umsatzhöhe $h_{\rm u}$ über den Vergleichszeitraum a durch eine Sättigungsfunktion der Form

$$h_u = \overline{h}_u \cdot (1 - e^{-a/a_0})$$

dargestellt werden kann. Die Sättigungsfunktion kann nur dann horizontal asymptotisch verlaufen, wenn sich als Mittel über möglichst viele Kartenvergleiche h_b = 0 ergibt. Wenn das nicht so ist und die Bilanzsumme etwa mit a auf Grund säkularer Entwicklung wächst, muß sich dies bei den Umsatzhöhen durch steigende Werte bemerkbar machen (Abb. 2). Ohne einen Nachweis dafür zu liefern, daß letzteres nicht ein Regelfall ist, wird ein Beispiel angeführt, bei dem h_u so klein ist, daß sich selbst geringe h_b -Zunahmen in den h_u -Werten niederschlagen müßten.

Um die im KFKI-Projekt "MORAN" entwickelte Methode auch auf die Watthöhen längs des Wattweges von Cuxhaven nach Neuwerk (Abb. 3 und 4) anwenden zu können, wurde sie folgendermaßen modifiziert: Die etwa 10 km bzw. etwa 8 km langen Strecken der beiden untersuchten Trassen werden als "kleine Einheiten" definiert und in "Teilflächen" geteilt, deren Anzahl gleich derjenigen der Nivellementspunkte bei den Erstaufnahmen 1864 bzw. 1913 gesetzt wird.



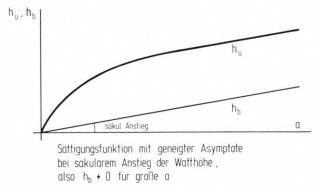


Abb. 2. Umsatz- und Bilanzfunktionen bei fehlendem (oben) und vorhandenem (unten) säkularen Anstieg der Watthöhe

3. Unterlagen und deren Genauigkeit

3.1 Nivellements

Die Anwendung der angesprochenen Methode zur morphologischen Charakterisierung des Wattweges zwischen der Insel Neuwerk und dem Festland auf der Basis einer etwa 120jährigen Epoche ist nur mit Verarbeitung von verläßlichen Resultaten älterer geometrischer Höhenmessungen möglich. Leider gibt es nur wenige Nivellements, deren Ergebnisse für diese Untersuchung herangezogen werden können, weil bei vielen Urmessungen u.a. innere Zuverlässigkeit, Meßanordnung, Genauigkeit, Instrumentarium und Bezugsebene schwer überprüfbar sind.

Im Hinblick auf die Zielsetzung wurden aus dem vorhandenen Datenmaterial zwei "Urnivellements" vom Festland zur Insel Neuwerk, die Informationen über Watthöhen enthalten, für die weitere Bearbeitung verwendet. Daß deren Stabilität als gesichert angesehen werden darf, wird im folgenden erläutert:

Das Nivellement von LENTZ, 1864 (Trasse 1)

Anfang November des Jahres 1864 führte LENTZ – zu dieser Zeit war er als Wasserbauinspektor in Cuxhaven tätig (KÜHN u. SIEFERT, 1979) – sein letztes Nivellement von Cuxhaven (Leuchtturm; eingemeißelte Kerbe) nach Duhnen und dann über das der Küste vorgelagerte Watt zur Insel Neuwerk durch (Abb. 3), um den Nullpunkt des dortigen Pegels sowie Höhen für gußeiserne Schilder am Leuchtturm und an der dortigen massiven Scheune zu bestimmen.

Entsprechend der notwendigen Forderung nach gleichen Stationslängen, um eine Vielzahl von Fehlereinflüssen auf die Höhenbestimmung zu eliminieren, wurden die Abstände der Wechselpunkte auch auf der Nivellementstrasse längs des 10 km langen Wattweges mit der Meßkette gemessen und durch Holzpfähle vermarkt. Da Lentz alle Pfahlhöhen über Wattoberfläche im Protokoll notierte, können heute zuverlässige Watthöhen für den damaligen Wattweg "Duhnen – Neuwerk" angegeben werden.

Um Höhenangaben für die Zukunft zu erhalten, wurden von Lentz gußeiserne Höhenschilder befestigt. Diese Voraussicht und der Umstand, daß die "königlich preußische Landesaufnahme" in späteren Jahren diese Höhenmarken in ihre Höhenmessungen einbezogen hatte, ermöglichten eine Interpretation über Genauigkeit und Zuverlässigkeit Lentz'scher Höhenmessungen auf Grund von gemessenen Höhendifferenzen. Es bestätigt sich für alle Lentz'schen Nivellements eine nicht vermutete hohe Genauigkeit, die auch für die Höhenmessung zur Insel Neuwerk Gültigkeit hat.

Wegen der im vorhergehenden Abschnitt genannten Höhenverbindungen konnte außerdem die Höhe des "Hamburger Fluthmessers", des Nullpunktes Lentz'scher Höhenmessungen, mit der NN-Bezugsfläche der preußischen Landesaufnahme verknüpft werden. Somit gibt es seit 1855 eine NN-Höhe für die Pegelkontrollmarke am Leuchtturm Cuxhaven (Lassen et al., 1984). Daher war es möglich, das Nivellement von 1864 unter Berücksichtigung der Bewegungstendenz des Leuchtturmes im NN-System auszuwerten.

Das Nivellement von DENGEL, 1913 (Trasse 2)

Mit Beginn der Zeit von "Nivellements höherer Genauigkeit" (ca. ab 1910) verwirklichte der Landmesser Dengel seine Höhenmessung von Sahlenburg zum Lentz'schen Höhenschild an der Scheune auf der Insel Neuwerk (Abb. 3). Die Messung setzte sich aus einem

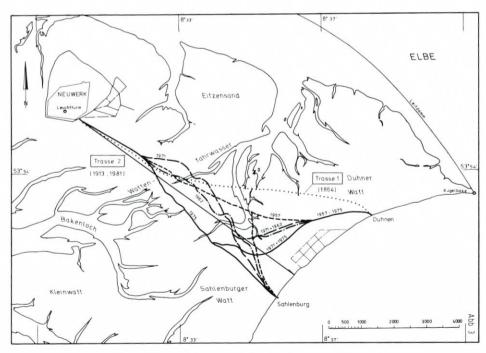


Abb. 3. Wattweg-Trassen zwischen Cuxhaven und Neuwerk

doppelten Hin- und Rücknivellement zusammen. Der Widerspruch beträgt 2,7 mm. Auf der Trasse über das Watt dienten im Abstand von 200 m gesetzte Holzpfähle, deren Höhe über Wattoberfläche protokolliert worden ist, als Wechselpunkte. Durch zusätzliche Messungen fügte Dengel seine Nivellementstrasse in das trigonometrische Netz der preußischen Landesaufnahme ein. Damit konnten für jeden Wechselpunkt Lage sowie Höhe im Gauß-Krüger-Netz berechnet werden. Die Watthöhen wurden auf der Hin- und Rückmessung protokolliert. Die größte Differenz beträgt 0,02 m.

Das Nivellement 1981

Anläßlich eines Präzisionsnivellements von den unterirdischen Festlegungen im Wernerwald (Sahlenburg) zum Rohrfestpunkt der Insel Neuwerk wurde 1981 auf der im Gauß-Krüger-System berechneten und abgesteckten Trasse von 1913 mit identischen Wechselpunkten nivelliert und gleichzeitig die Watthöhen bestimmt. Dies ermöglicht einen exakten Vergleich zwischen beiden Aufnahmen.

3.2 Genauigkeit

Die Vergleichbarkeit aller Höhenmessungen wurde durch Umrechnungen auf den NN-Bezugshorizont ermöglicht.

So bestimmt sich zum einen die Höhe für das Höhenschild an der Scheune auf Neuwerk zu:

LENTZ 1864 4,706 m
DENGEL 1913 4,708 m
NN altes System

(Zwischen 1913 und 1921 ist dieses Höhenschild durch Bauarbeiten verändert worden.)

Die Messung von Dengel konnte 1981 nur am Ausgangspunkt überprüft werden. Für den Ausgangspunkt ergab sich eine um –0,010 m abweichende Höhe gegen 1913. Die Ergebnisse berechtigen zu der bereits genannten Annahme von innerer Zuverlässigkeit sowie hoher Genauigkeit dieser beiden historischen Höhenmessungen.

Für diese wie für die neueren Wattnivellements (1954/55, 1960/61, 1965, 1970, 1974, 1979) kann eine Genauigkeit der einzelnen Watthöhen von ~2 cm angenommen werden (SIEFERT u. LASSEN, 1968). Für die praktischen Belange dieser Untersuchungen können die Watthöhen der jeweiligen Messung in ihrer Gesamtheit als fehlerfrei betrachtet werden.

Während die Ergebnisse der Messungen von 1913 und 1981 auf einer koordinierten Trasse vorliegen, wurde der Wattweg nach Neuwerk von 1864 aus der Karte 1866 von Andreas MEYER in die heutige Karte übertragen.

Da die Trassen von 1864 und 1913 unterschiedlich verliefen, wurden getrennte Vergleiche mit den neueren Aufnahmen erforderlich.

Die Höhenvergleiche auf den Trassen wurden über die Watthöhen in der Umgebung der Wechselpunkte von 1864 bzw. 1913, entnommen aus Arbeitskarten 1:10 000, vorgenommen.

An den entsprechenden Stellen werden die Standardabweichung s der Einzelmessung sowie der Vertrauensbereich C des Mittelwertes für die statistische Sicherheit 95 % nach DIN 1319, Blatt 3 angegeben.



Abb. 4. Luftbild-Schrägaufnahme 1971 vom küstennahen Watt bei Cuxhaven (freigegeben Verm.-Amt Hambg. Nr. 1250/71, Aufnahme Fa. N. Rüpke)

4. Ergebnisse

4.1 Kleine Einheiten hochliegenden Wattes

Nach Abb. 2 kann man die h_b -Entwicklung über a und damit mögliche säkulare Veränderungen mit dem im KFKI-Projekt "MORAN" entwickelten Verfahren am einfachsten für solche kleinen Einheiten nachweisen, bei denen die asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u sehr klein ist. Abb. 5 zeigt dazu ein Ergebnis über ein 1 km² großes Quadrat aus dem Wesselburener Watt südlich der Außeneider als willkürliches Beispiel:

Die Sättigungsfunktion der Umsatzhöhen hat bei a = rd. 10 Jahre praktisch den asymptotischen Grenzwert erreicht. Erwartungsgemäß sollte damit über den hier belegbaren Zeitraum von rd. 35 Jahren keine säkulare Höhenänderung nachweisbar sein. Tatsächlich sind die Beträge der Bilanzhöhen – also die mittleren topographischen Höhenänderungen – bei a = 2 oder 3 Jahre schon etwa so groß wie bei a = 31 oder 34 Jahre. Bei dem Beispiel werden

$$\overline{h}_u$$
 = 11 cm
 $|h_b|_m$ = 3,5 cm mit C = \pm 1,0 cm
sowie s = \pm 2,4 cm

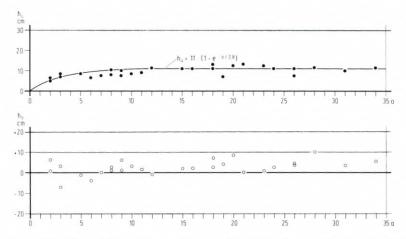


Abb. 5. Umsatzhöhen h_u und Bilanzhöhen h_b über dem Vergleichszeitraum a für eine 1 km²-Fläche auf dem Wesselburener Watt (Feld P3N1)

FÜHRBÖTER (1986) gibt für diesen Zeitraum (35 Jahre) als Veränderungen an der deutschen Nordseeküste die Mittel aus 10 Pegelstationen an:

MThw: rd. 15 cm Anstieg MT1/2w: rd. 5 cm Anstieg

Daß die Watthöhe in dem Beispiel auf Abb. 5 nicht mit dem MThw, d. h. um 15 cm in 35 Jahren, gewachsen ist, ist ohne nähere Untersuchungen erkennbar. Mit einem (zufälligen) Wert $h_b = 5$ cm für a = 34 Jahre ist für den Küstenschutz ausschlaggebend, daß das MThw deutlich schneller als die Watthöhe gestiegen ist.

Die zahlreichen Beispiele in der grundlegenden Arbeit (Abb. 5, 8, 14, 17 bei Siefert, 1987), die letztlich $h_b \rightarrow 0$ für Zeiträume über 20 bis 35 Jahre liefern, bestätigen diese Aussagen.

4.2 Wattweg von Cuxhaven nach Neuwerk

Die mittleren Höhen auf den beiden auf Abb. 3 bezeichneten Trassen 1 (ab 1864) und 2 (ab 1913) zeigt Abb. 6 zusammen mit der gleichzeitigen Entwicklung der MThw und der MT1/2w in Cuxhaven. Deutlich wird dabei zunächst der generelle Anstieg der MThw um rd. 20 cm in den letzten 90 Jahren mit den angedeuteten Schwankungen der 3jährigen Mittel sowie – hervorgerufen durch ein Absinken der MTnw – das Verhalten der MT1/2w: Absinken von 1860 bis 1880, Ansteigen um rd. 20 cm von 1890 bis 1955, danach etwa verharrend.

Diese Entwicklung der mittleren Watthöhen scheint bis 1955 ähnlich wie diejenigen der MThw und/oder der MT1/2w zu verlaufen, um sich dann bis 1970 mit gegenläufigem Trend fortzusetzen und bis 1980 etwa ein Niveau zu halten.

Die Behandlung der Daten nach dem im KFKI-Projekt "MORAN" entwickelten Verfahren erlaubt jedoch eine andere generelle Aussage. Dazu wurden die Umsatzhöhen hu und die Bilanzhöhen hb für die Trassen 1 (auf 28 Punkten) und 2 (auf 36 Punkten) für 20 bzw. 21 Kartenvergleiche ermittelt. Für die Ausgangsjahre zeigt die folgende Tabelle die Mittelwerte hu und hb sowie die zugehörigen C und s:

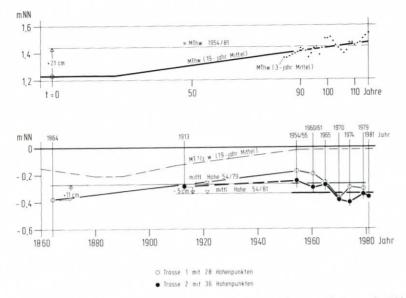


Abb. 6. MThw-, MT1/2w- und Watthöhenentwicklung zwischen Cuxhaven und Neuwerk (Abb. 3) von 1864 bis 1981

von	auf	Jahre	h_u	C±	$s\pm$	l h _b	C±	$s\pm$
			cm	cm	cm	cm	cm	cm
1864	1954/55	90,5	25,5	7,9	20,2	+20,8	8,6	25,2
	1960/61	96,5	30,7	11,0	28,1	+18,6	13,0	38,2
	1965	101	37,6	15,4	39,4	+12,3	18,5	54,3
	1970	106	37,8	19,4	49,8	+ 0,4	21,4	62,8
	1974	110	32,6	11,7	29,9	+ 8,4	14,8	43,6
	1979	115	32,0	14,3	36,7	+ 7,1	16,7	49,0
1913	1954/55	41,5	34,4	10,2	26,1	+ 4,2	14,8	43,4
	1960/61	47,5	37,3	11,7	29,9	- 1,0	16,4	48,2
	1965	52	29,1	9,4	24,0	- 0,1	12,9	37,9
	1970	57	27,7	7,6	19,6	-10,4	10,8	31,9
	1974	61	27,8	10,5	26,8	-11,6	12,6	37,1
	1979	66	23,1	7,3	18,6	- 6,0	9,9	29,0
	1981	68	25,6	9,4	24,0	- 7,8	11,7	34,4

Da es sich um Trassen auf hochliegendem, brandungsfreien Watt mit Durchquerung von zwei Prielen handelt, war nach der grundlegenden Arbeit eine asymptotische Umsatzhöhe \overline{h}_u zwischen 20 \pm 4 cm (für brandungsfr. Watt) und 45 \pm 13 cm (für eingeschlossene Priele) zu erwarten, allerdings näher an 20 als an 45 cm. Der Parameter a_o sollte bei 4,0 \pm 1,0 Jahre liegen. Abb. 7 enthält die berechnete Sättigungsfunktion

$$h_u = \overline{h}_u \, \cdot \, (1 - e^{-a/a_o}) = 30 \, \cdot \, (1 - e^{-a/4}) \, \pm \, 2,0$$

mit einer Standardabweichung der Einzelwerte von \pm 5,4 cm und einer Gültigkeit über 120 Jahre.

Obige Tabelle zeigt auch, daß die auf Abb. 7 verwendeten Mittelwerte Vertrauensbereiche aufweisen, die enger als \pm 20 cm sind, dagegen erhebliche Streuungen der Einzelwerte auf den Trassen beinhalten.

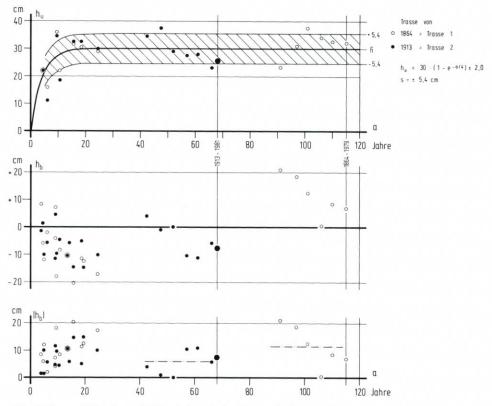


Abb. 7. Umsatzhöhen h_u und Bilanzhöhen h_b im Watt zwischen Cuxhaven und Neuwerk von 1864 bis 1981

Die teilweise hohen Streuungen der Einzelwerte hängen u.a. vom Zeitpunkt der Aufnahme ab. So können durchaus für den gleichen Punkt im Watt zwischen einer Aufnahme gleich nach dem Winter und einer Aufnahme vor dem nächsten Winter Sedimentablagerungen bis zu ~20 cm Höhendifferenzen bringen. Daneben bringen Prielverlagerungen auf Teilen der Trasse Höhenänderungen bis zu ±2 m. Da bei den Auswertungen alle vergleichbaren Meßpunkte benutzt wurden, sind die großen Streuungen eine logische Konsequenz.

Die Tatsache, daß sich die Umsatzhöhen sämtlicher Kartenvergleiche* durch eine Sättigungsfunktion darstellen lassen, die praktisch für über 20 Jahre lange Vergleichszeiträume konstante hu liefert, ist bemerkenswert. Denn daraus muß nach den Ausführungen in der grundlegenden Arbeit der Schluß gezogen werden, daß für den Datenzeitraum, also rd. 120 Jahre, im Mittel die Bilanzhöhe hb bei Null liegen muß und damit keine nennenswerten

^{*} einige kurzfristige Vergleiche sind zur Wahrung der Übersicht fortgelassen

säkularen Veränderungen stattgefunden haben können! Dies zeigen dann auch die unteren beiden Graphiken der Abb. 7:

- Es wurden Bilanzhöhen h_b zwischen 20 cm und + 20 cm ermittelt, die Höchstwerte bei a =
 15 und a = 90 Jahren;
- die Vergleiche über Zeiträume bis 25 Jahre zeigen meist Erosion, über 40 bis 50 Jahre Stabilität, über 55 bis 70 Jahre Erosion, über 90 bis 115 Jahre meist Sedimentation; daraus ist kein Trend ableitbar; es handelt sich hier lediglich um streuende Werte;
- die Beträge der Bilanzhöhen für a = 40 bis 115 Jahre sind nicht größer als diejenigen für Vergleichszeiträume bis 25 Jahre;
- der von allen sicherste Kartenvergleich (weil auf identischen Wechselpunkten in 1913 und 1981 vorgenommen) fügt sich nahtlos in das Gesamtbild mit

 $h_{ij} = 25,6 \text{ cm}$

 $h_b = -7.8 \text{ cm}$

a = 68 Jahre,

ohne daß hieraus etwa auf einen säkularen Abtrag geschlossen werden darf.

5. Schlußfolgerungen

Die Analyse kleiner Einheiten von je 1 km² Größe im Rahmen des KFKI-Projektes "MORAN" sowie ein Beispiel in dieser Arbeit zeigen, daß sich das hochliegende Watt vor der Cuxhavener und Dithmarscher Küste säkular innerhalb der letzten 20 bis 35 Jahre höhenmäßig nicht verändert hat. Gleichzeitig sind jedoch das MThw und großenteils auch das MT1/2w angestiegen.

Auswertungen von Nivellements über das Watt von Cuxhaven nach Neuwerk aus den letzten 120 Jahren erlauben den Schluß, daß sich zumindest in diesem Gebiet die mittlere Watthöhe praktisch nicht geändert hat, während das MThw um gut 20 cm anstieg.

Daraus läßt sich für den Küstenschutz der kommenden Jahrzehnte folgern, daß bei einem weiteren (und möglicherweise schnelleren) MThw-Anstieg nicht von einem "Mitwachsen" des Wattes ausgegangen werden kann. Dies wiederum könnte ernste Folgen haben, wie auf Abb. 8 skizziert ist:

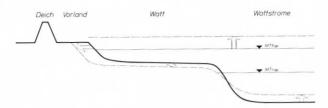


Abb. 8. Denkbare Höhenentwicklung im Küstenvorfeld bei schnell steigendem MThw

Durch MThw-Anstieg wird das Deichvorland stärker als heute belastet, was zu Versalzung und Abbruch führt; zunehmender Energieeintrag durch Seegang und Strömungen führt zu Erosionen im Watt und Veränderungen des Biotops; das erodierte Material lagert sich in Wattströmen und vor dem Wattsockel ab. Eine wichtige Aufgabe der Gegenwart ist es, diese möglichen Entwicklungen durch Meßprogramme zu erfassen und rechtzeitig für Reaktionen gewappnet zu sein.

6. Schriftenverzeichnis

- Führböter, A.: Veränderungen des Säkularanstiegs an der deutschen Nordseeküste. Wasser und Boden, H. 9, 1986.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 83, 1984.
- KÜHN, R. u. SIEFERT, W.: Leben und wissenschaftliches Werk von Hugo Lentz. Hamb. Küstenf., H. 40, 1979.
- Lassen, H., Linke, G. u. Braasch, G.: Säkularer Meeresspiegelanstieg und tektonische Senkungsvorgänge an der Nordseeküste. Zeitschr. f. Vermessungsw. und Raumordng., H. 2, 1984.
- Siefert, W.: Umsatz- und Bilanz-Analysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht Grundlagen und erste Auswertungen. Die Küste, H. 45, 1987.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Vermessungsarbeiten im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 2, 1968.

7. Symbolverzeichnis

a	Vergleichszeitraum (Zeitdiff. zwischen zwei topogr. Aufnahmen)	Jahr
a _o	Zeitraum, in dem \overline{h}_u bei gleichsinniger, linearer Veränderung der Topographie der Teilflächen einer Einheit erreicht würde	Jahr
$h_{\rm b}$	mittlere Bilanzhöhe einer Fläche	m
$h_{\rm u}$	mittlere Umsatzhöhe einer Fläche	m
$\overline{h}_{\mathrm{u}}$	asymptotischer Grenzwert von h _u	m
h′	Höhenänderung einer Teilfläche von 1 ha Größe	m
m	Vielfaches von a_0 , bei dem $h_b = 0$ angenommen werden kann (s. Abb. 1)	_
S	Standardabweichung (des Einzelwertes)	m
C	Vertrauensbereich (des Mittelwertes)	m

Gewässerkundliche Untersuchungen am Glameyer Stack

Von Arno Crotogino und Fritz Miessner

Zusammenfassung

Im Bereich des Elbeästuars lagerte dem Ufer oberhalb des Glameyer Stacks (bei km 716) bis zur Medemmündung ein bis zu 700 m breites Watt vor, welches bislang einen natürlichen Schutz für das Stack und das Uferdeckwerk bildete. Durch Strömungsangriff wurde der Wattstreifen in Breite und Höhe großflächig abgetragen. Im Bereich des Glameyer Stacks traten Kolke und uferparallele Rinnen mit Tiefen bis zu 6 m unter KN auf, die bereits zu Schäden am Stack und am Uferdeckwerk geführt haben.

Um die Ursachen dieser Entwicklung zu ergründen, wurden gewässerkundliche Untersuchungen sowohl für den Nahbereich als auch über das großräumige morphodynamische Verhalten durchgeführt. Sie münden schließlich in einer gewässerkundlichen Bewertung denkbarer Strombaumaßnahmen zur Sicherung des Glameyer Stacks.

Ursächlich für die Watterosion ist u.a. der auch nach Süden wachsende Medemgrund.

Summary

The so called Glameyer Stack in the Elbe Estuary is a dominant groyne situated at river km 716. The groyne, as well as the banks between the Glameyer Stack and the Medem River, are sheltered by intertidal flats having a width of up to 700 m. Currents have already generated channels with a depth of 6 m below chart datum. As a result, increasing large scale erosion of this intertidal area has already lead to embankment damage.

Inhalt

1.	Einführung
2.	Historische Entwicklung
3.	Die Entwicklung seit 1960
4	Gewässerkundliche Messungen
5.	Gewässerkundliche Beurteilung möglicher Strombaumaßnahmen
6	Schriftenverzeichnis

1. Einführung

Ein wasserbaulich interessantes Bauwerk ist das in der Elbemündung bei km 716 gelegene, ca. 300 m lange Glameyer Stack. Es wurde zunächst zum Schutz des südlichen Elbufers gegen Landabbrüche erbaut, doch hat es im Laufe der Zeit bedeutende stromregelnde Funktion erhalten. Das Glameyer Stack dient der Festlegung der tiefen Rinne der Elbe und damit der Erhaltung und Stabilität der Fahrrinne im Bereich zwischen der Medemmündung und Altenbruch.

Außer dem ständigen Angriff durch eine allgemeine südwärts gerichtete Verlagerungstendenz der Hauptrinne der Elbe unterliegt dieser Uferbereich den durch das Stack lokal erzeugten Walzenströmungen bei Flut- und Ebbstrom. Besonders die Gründung des Stack-

körpers ist den seit der Planung Ende des 18. Jahrhunderts durch Veränderung der Morphologie gestiegenen Belastungen nicht mehr gewachsen.

Die morphologische Entwicklung führte in letzter Zeit zu einer zunehmenden Beanspruchung sowohl des Stackbauwerks als auch des unter- und besonders oberhalb gelegenen Uferbereiches. Maßnahmen zur sofortigen aber auch zur längerfristigen Sicherung des Bauwerks und des Uferdeckwerks mit seinen vorgelagerten Watten sind erforderlich. Gewässerkundliche Untersuchungen werden zum Verständnis über das großräumige morphologische Verhalten durchgeführt, und lokale Meßeinsätze sollen das kleinräumige Strömungs- und Umlagerungsgeschehen darlegen.

Die gewässerkundlichen Untersuchungen sollen der Entscheidung dienen, aus den denkbaren Strombaumaßnahmen zur Sicherung des Glameyer Stacks die geeigneten herauszufiltern.



Abb. 1. Das Glameyer Stack, 1986

2. Historische Entwicklung

Im 17. und 18. Jahrhundert verursachte der nach Süden drängende Elbestrom in Verbindung mit großen Sturmfluten (z.B. 1756) erhebliche Abbrüche im Bereich des Hadelner und Ritzebütteler Elbufers. Die Chronik spricht von 750 Morgen (rd. 190 ha) Marschenland, das die Elbe innerhalb eines Jahrhunderts verschlang. Im Bereich des jetzigen Glameyer Stacks war der Deich durch seine exponierte Lage besonders gefährdet. Um den Bestand der Deiche zu sichern, mußte zu in damaliger Zeit noch nicht üblichen Ufersicherungsmaßnahmen gegriffen werden.

Im Jahre 1780 wurde deshalb zunächst senkrecht zum Deich eine Reihe dicker Pfähle (Stacks) in das Watt gerammt. Nach dem Besitzer des unmittelbar hinter dem Deich liegenden Gehöftes erhielt dieses Stack den Namen "Glameyer Stack". Die Pfahlwand war von der Bauart her kein guter Strömungs- und Wellenbrecher und verursachte besonders nach Eisgang erhebliche Unterhaltungskosten. Von 1797 bis 1823 wurde von dem Wasserbaudirektor Woltmann nach Ritzebütteler Vorbild unter großen technischen und finanziellen Schwierigkeiten eine Steinbuhne gebaut. Im Watt wurden auf einer Faschinenlage zwischen zwei

Pfahlreihen Feldsteine (Findlinge) zu einem schweren Buhnenkörper aufgesetzt. Diese schwere Bauweise hat sich bewährt und bildet bis heute die wesentliche Substanz des Glameyer Stacks. Auch das nach beiden Seiten anschließende Ufer wurde nach und nach mit einer schweren Decklage aus Findlingen gesichert.

Im 19. Jahrhundert bestand eine mit der heutigen im Prinzip vergleichbare Situation. Die Medemrinne hieß damals Klotzenloch und der Medemsand nahm den Rang des heutigen Medemgrundes ein (Abb. 2a). Das Klotzenloch bildete noch Anfang des 20. Jahrhunderts einen beachtlichen Priel zwischen Neufelder Watt und Medemsand und führte einen großen Teil des Tidevolumens zur Füllung und Leerung der Unterelbe, wurde dann aber im Laufe der Zeit von dem sich ausbreitenden Medemsand zurückgedrängt.

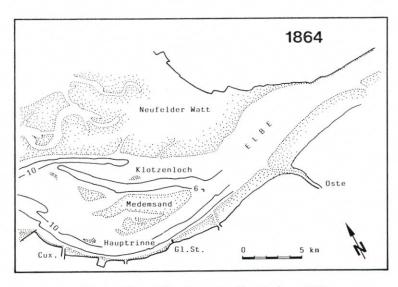


Abb. 2a. Schematisierte Karte der Elbemündung, 1864

Die Hauptursache für die Verlagerung des Klotzenloches liegt im wesentlichen darin, daß im Verlaufe der Umbildungen in der Außenelbe (Abb. 2b) der Anschluß des Kleinen Vogelsandes an das Neuwerker Watt in den 60er Jahren des vorigen Jahrhundertes zu einer Ausbuchtung des Steilsandes und damit zum Beginn der Entstehung des heutigen Mittelgrundes führte (Hensen, 1937). Dadurch wurde der Flutstrom nördlich abgedrängt und vorwiegend in das Klotzenloch gewiesen. Daß das Klotzenloch bei Flutstrom damals größere Bedeutung besaß als die Hauptrinne der Elbe, erklärt sich so zwanglos (s. a. Tab. 1). Die Ablenkung der Flutströmung wird den Anstoß dazu gegeben haben, daß im Klotzenloch die Wattkante an den Nordergründen angegriffen und ausgehöhlt wurde. Das gleichzeitige Vorschieben des Festlandes durch Eindeichungen an der Küste von Süderdithmarschen wird das Vorrücken des Neufelder Wattes sowohl nach Süden als auch nach Westen und damit die Verlegung der oberen Klotzenloch-Abzweigungen verursacht haben (Hensen, 1937). Als Ergebnis beider Ursachen nahm das Klotzenloch zunehmend die Form einer S-Kurve an. Gleichzeitig reicherte sich der Medemsand stark an.

Das Vordringen des Mittelgrundes nach Norden hörte allmählich auf und wurde durch ein Zurückweichen nach Süden abgelöst, als das Kugelbakenfahrwasser und damit der Mittelgrund selbst dem Abbruch des Steilsandes folgten. Das Klotzenloch erhielt infolge der

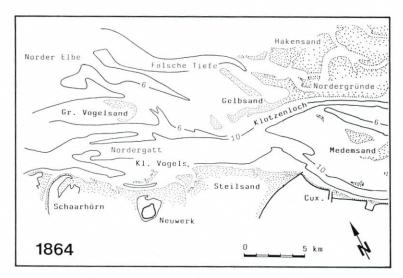


Abb. 2b. Schematisierte Karte der Außenelbe, 1864

Umgestaltungen des Außenelbebereichs nicht mehr dieselbe Fluteinströmung wie früher, und die Bedeutung des Klotzenloches als Flutrinne sank. Auch als Ebberinne verlor das Klotzenloch durch die Verlegung seiner oberen Abzweigung an Bedeutung. Besonders nach der Stromregelung bei der Ostebank (1921–29) ist die Abnahme der Querschnitte im Klotzenloch rasch fortgeschritten. Die Ursache dafür wird in der zunehmenden Verlandung der Nordseite der Elbe und in der, durch die Regelung beabsichtigten und erreichten, Heranziehung des Ebbestromes an die Südseite der Elbe liegen (s. a. Tab. 1).

Im Bereich Altenbruch – Glameyer Stack hat die Strombreite bis 1954 durch Rückgang der Südkante des Medemsandes erheblich zugenommen. Gleichzeitig bildet sich das Klotzenloch weiter zurück und ist seit 1960 als durchgehender Priel ohne Bedeutung.

Folge dieser Entwicklung ist die Neubildung der Medemrinne, die, durch den Medemgrund von der Fahrrinne getrennt, einen großen Teil des Tidevolumens anzieht und außerdem bei ständiger Nordverlagerung große Sandmassen der südlichen Medemsand-Kante umsetzt. Wegen der hydraulischen Verhältnisse in der Medemrinne, sie ist gegenüber der bogenförmigen Hauptrinne kürzer, erhält sie ein günstigeres hydrostatisches Gefälle und weitet sich auf Kosten des Medemsandes auf (s. Abb. 5).

In Abb. 3 sind die zeitlichen Änderungen des Flußquerschnittes in Höhe des Glameyer Stacks dargestellt, indem von links nach rechts mit den Jahren fortschreitend, die Lagen der einzelnen Tiefenlinien des Querschnitts miteinander verbunden sind. Die Darstellung liefert für jede Tiefe ein Bild der Lageänderungen im Verlauf über die Zeit. So erkennt man, daß die Nullinie an der Nordseite und in noch stärkerem Maße die weiteren Tiefenlinien (bis zu 6 m) nach Norden gerückt sind. Die Nordseite des Querschnittes ist immer steiler geworden. Die 10-m-Tiefenlinie im Bereich der Hauptrinne hat sich im Mittel etwa gehalten.

Die rasche Zunahme der Tiefen in dem Kolk auf der Nordseite des Querschnitts hat anscheinend die Entstehung des südlich davon gelegenen flachen Rückens, mit Tiefen von weniger als 6 m, zur Folge gehabt. Seit 1965 hat sich dieser Medemgrund stark ausgeprägt.

Die Querschnittszunahme ist recht beträchtlich, über die Ursachen der Veränderungen lassen sich mangels unmittelbarer Messungen nur Vermutungen anstellen (Hensen, 1938). Es ist möglich, daß sich mit der fortschreitenden Verlandung des Klotzenloches die von See

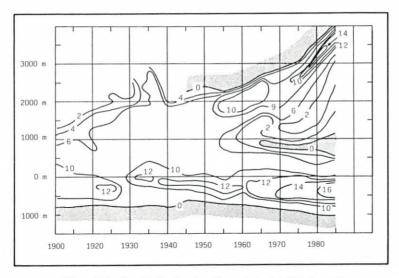


Abb. 3. Zeit-Weg-Linien für den Querschnitt bei Elbe-km 716

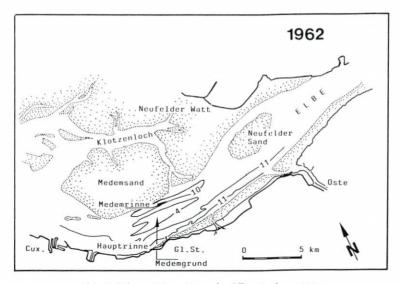


Abb. 4. Schematisierte Karte der Elbemündung, 1962

einlaufende Tidewelle in dem Gebiete des Medemsandes durch stärkere Reflexion höher aufstaute als früher und dadurch zu einer größeren Querströmung über die Südkante des Medemsandes führte. Für den Abbruch der Südkante des Medemsandes spräche auch, daß der noch verbliebene Strom aus dem Klotzenloch infolge der senkrechten Einführung in die Elbe (s. Abb. 4) zur Bildung von Wirbeln neigt, die den Abbruch verursachen.

Die Südkante des Medemsandes wird zudem auch dadurch angegriffen, daß der Ebbestrom mit der Zeit unter einem anderen Winkel als früher auf den Sand traf. Die von der Nordseite der Elbe kommende, am Neufelder Watt entlangziehende Ebbeströmung ist schwächer geworden, die von Süden dagegen, durch die infolge der Stromregelung eingetre-

tene Heranziehung des Ebbestromes an die Südseite der Elbe stärker, so daß die Ebbeströmung in der Medemrinne in Höhe des Glameyer Stacks resultierend eine nördlichere Richtung annahm als früher. Die Rechtsablenkung wird an diesem Verlauf beteiligt sein.

Schließlich muß im Zusammenhang mit der zunehmenden Verlandung des Klotzenloches die Wasserführung der Hauptrinne ständig größer werden, so daß eine Querschnittsvergrößerung bis zu einem gewissen Grade daraus von selbst erklärbar ist und auch nicht schädlich wäre, solange der Querschnitt sich nur im Verhältnis der Zunahme der Wasserführung vergrößern würde (Abb. 4).

Diese großräumige und auch in vergangene Jahrhunderte reichende Betrachtung des Kräftespiels der Natur ist ein wichtiger Beitrag zum Verständnis des Geschehens am Glameyer Stack. Im beschriebenen Fall ist es von Bedeutung, die eigentlichen Ursachen für die zunehmende Beanspruchung des Stacks zu finden. Sind es nur die lokalen Umströmungen und Überströmungen des Bauwerks, denen durch ausgewogene Strombaumaßnahmen die Entstehungsursachen, zumindest die Wirkungen genommen werden können? Oder befindet sich der Untersuchungsbereich in einem morphodynamisch sehr aktiven Gebiet, dessen Einflußgrößen an ganz anderer Stelle bestimmt werden oder dessen Gleichgewicht eben gerade in den dynamischen Umlagerungsvorgängen liegt?

Das Beispiel dieser Stromstrecke ist geeignet zu zeigen, wie künstliche oder natürliche Veränderungen weitgehende Folgen auf den Strom an weit entfernten Stellen nach sich ziehen können und daß man sich hüten muß, Veränderungen in einer Stromstrecke isoliert zu betrachten, wenn man die wirklichen Ursachen der Veränderungen aufdecken will.

3. Die Entwicklung seit 1960

Für die Tideströmung stellt das Glameyer Stack ein erhebliches Hindernis dar. Hinter und auch vor dem Stack, jeweils in Strömungsrichtung gesehen, bilden sich, besonders wenn das Stack freigelaufen ist, starke Neerströme aus, die in mehreren Walzen umlaufen.

Der Stackkopf bröckelte nach und nach ab, die Stichbuhne wurde zerstört, die Wattflächen wurden zunächst besonders unterstromseitig vom Ebbe-Neerstrom so weit abgetragen, daß das Stack schließlich im letzten Drittel durchzubrechen drohte. Dies wurde im Jahre 1962 durch eine Notreparatur verhindert. Fünf Jahre später wurde das Glameyer Stack gründlich saniert. Stackkopf, oberstromseitiges Längswerk und unterstromige Flanke wurden bis zur unterstromigen Stichbuhne mit großflächigen Senkstücklagen gesichert, der Steinkörper und die Stichbuhne selber wiederhergestellt.

Ende 1950 (s. Abb. 3) bildete sich, wie schon in der historischen Betrachtung angesprochen, als Querschnittsflächenausgleich für den zurückweichenden Medemsand der Medemgrund. Der Schwerpunkt dieses Sandes befand sich etwas unterhalb des Glameyer Stacks. Da gleichzeitig die Hauptrinne durch Baggerungen auf Tiefe gehalten und 1963 noch auf KN – 11,00 m vertieft wurde, begünstigte das Überangebot an Durchflußquerschnitt das schnelle Anwachsen des Medemgrundes, der 1964 erstmalig mit einer nennenswerten Fläche "in Erscheinung" trat und sich mit dem Nordwärtsschreiten der Medemrinne entsprechend vergrößern konnte (s. Abb. 3). Mit der einhergehenden Einschnürung der Hauptrinne unterhalb des Stacks wurden der Druck auf das südliche Ufer zunehmend erhöht, die dortigen Uferwattflächen abgetragen sowie das Glameyer Stack an seiner Unterstromflanke unterspült.

Im Zuge des 12-m-Ausbaus wurde das Glameyer Stack, besonders dessen zerstörte Unterstromseite, im Jahre 1968 saniert.

Der Schwerpunkt der Medemgrundbildung verlagerte sich in den folgenden 10 Jahren

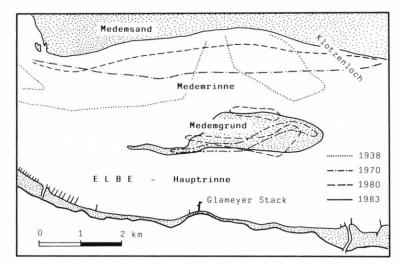


Abb. 5. Veränderung von Medemsand und Medemgrund; Darstellung der Wattkanten

stromaufwärts. 1970 bestand bereits ein etwa 4 km langer Grund, der zusammen mit dem südlichen Ufer wie ein Trichter wirkte und den Ebbstrom durch die Engstelle am Glameyer Stack preßte (Abb. 5). Bis 1981 hatte sich der Mittelgrund in der Längsachse um etwa 20° im Uhrzeigersinn gedreht. Die Engstelle lag jetzt oberhalb des Glameyer Stacks. An ihr wurden Ebb- und Flutstrom gleichermaßen eingeschnürt, das zu erhöhtem Druck auf das Südufer oberhalb des Stacks führte. Das Stack und die Uferwattflächen wurden jetzt oberstromseitig angegriffen und zerstört (s. Abb. 3).

Bis 1983 drehte sich der Medemgrund wieder um etwa 10° zurück, so daß heute eine nahezu uferparallele Kante von etwa 5 km Länge besteht. Damit ist aber unterhalb des Glameyer Stacks der enge Querschnitt von 1970 wieder erreicht, und auch unterhalb des Stacks muß wieder mit Abbrüchen gerechnet werden.

Durch den nach Süden drängenden Strom, den schnell wachsenden und sich in der Lage verändernden Medemgrund und den Ausbau der Fahrrinne auf 12 m und 13,5 m unter KN geriet das ursprünglich auf dem flachen Watt gebaute Stack unter immer stärkeren Druck. In den letzten Jahren sind erhebliche morphologische Veränderungen zu beobachten, besonders ein verstärkter Abtrag der oberstromigen Wattflächen (Abb. 6).

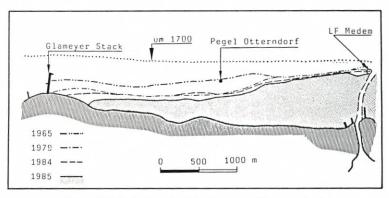


Abb. 6. Rückschreiten der Wattkante am Glameyer Stack

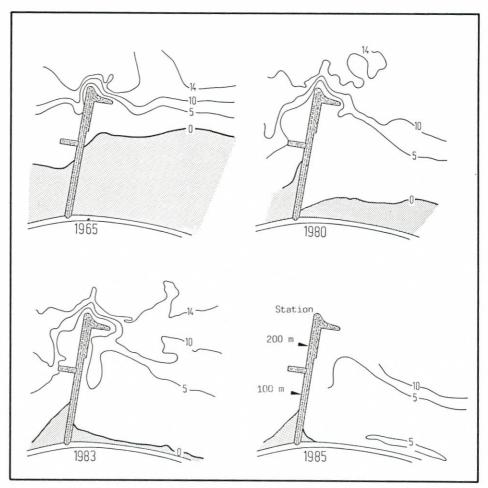


Abb. 7. Die morphologische Entwicklung im Nahbereich des Glameyer Stacks; Tiefenangaben bezogen auf KN

Der Bereich der bisher ungesicherten östlichen Stackflanke und des oberstromigen Uferdeckwerks wird durch neugebildete Rinnen und Kolke bedroht. Deshalb wurde die weitere Sicherung des Glameyer Stacks in den Rahmenentwurf zum Ausbau der Elbe auf 13,5 m unter KN aufgenommen. 1984, acht Jahre nach Beendigung der Baggerung der Fahrrinne, sind die Schäden am und im Umfeld des Stacks so groß geworden, daß der Bestand des Bauwerkes ernsthaft gefährdet ist und damit auch seine Aufgaben zur Stromregelung durch Festlegung der Fahrrinne mittelfristig nicht mehr garantiert werden können, sofern nicht Sicherungsmaßnahmen getroffen werden (Abb. 7).

4. Gewässerkundliche Messungen

Die bisherigen Betrachtungen zeigen, daß die langfristige Stromregelung, besonders die Festlegung der Fahrrinne, zwischen Altenbruch und der Medemmündung das großräumige Geschehen mit einbeziehen muß.

Für eine kurzfristige Sanierungsplanung wurden zunächst nur die örtlichen Ursachen der morphologischen Änderungen am Glameyer Stack festgestellt. Im Jahre 1983 erfolgten deshalb im Bereich der Schadensstelle umfangreiche Messungen. Oberstromseitig wurden in einem Raster von ca. 100 m an 15 Punkten gleichzeitig Strömungen in Sohlennähe gemessen. Die Oberflächenströmung wurde durch Schwimmermessungen erfaßt.

Vom Wasser- und Schiffahrtsamt Cuxhaven wurden mit 15 Aanderaa-Meßgeräten sohlennahe Dauerstrommessungen (15.02. – 01.03.1983) durchgeführt. Die Lage der Geräte und die Positionsnummern sind in Abb. 10 angegeben. Die Aufzeichnungen der Pos. 7 und 10 waren zunächst unbrauchbar, an diesen Stellen wurden Nachmessungen durchgeführt.

Normalerweise werden die Strömungsmessungen mit den EDV-Programmen des WSA Cuxhaven tabellarisch und graphisch ausgewertet. Dies ermöglicht einen schnellen Einblick in das tideabhängige Strömungsgeschehen im Untersuchungsgebiet. Im vorliegenden Fall tritt jedoch ein sich räumlich und zeitlich ständig veränderndes Geschwindigkeitsfeld auf, so daß die Kenterpunkte und die mittleren Strömungsverhältnisse vom Computer nicht mehr erkannt und somit nicht mehr ausgewertet werden können.

Die Abb. 8 dokumentiert einige charakteristische Meßaufzeichnungen (5-Minuten-Mittel) für verschiedene Positionen. Allen gemeinsam ist der deutlich ausgeprägte Gang des Salzgehaltes. Ansonsten zeigen sowohl Geschwindigkeits- als auch Richtungsverlauf in den einzelnen Positionen ein jeweils anderes, doch typisches Verhalten auf.

Pos. 4 liegt zum Fahrwasser hin und gibt in den Aufzeichnungen die bekannten Tideverläufe wieder. Die Strömungsrichtungen zeigen über die Tidephasen ein stabiles Verhalten, die Geschwindigkeiten sind bei Ebbe und Flut voll ausgeprägt. Gleiches gilt für die Pos. 2, 3 und 5.

Pos. 1 liegt im Schatten des Stackkopfes. Die Strömungen weisen während der Flutphase deutlich in Richtungen zwischen 50° und 70°. Diese Strömungsrichtung deutet auf eine ausgeprägte, stabile Leewalze hin und ist auch im Zusammenhang mit dem großen, parallelen Kolk oberstromseitig des Stacks zu sehen.

Während der Ebbedauer ist die dominierende Strömungsrichtung etwa bei 240°, wird jedoch mehrmals durch Störungen unterbrochen und bis auf die Richtung 360° abgelenkt. Die damit verbundenen Schwankungen der Geschwindigkeiten lassen sich dem ersten Bild der Abb. 8 leicht entnehmen.

Die Ursachen für diese kurzzeitigen Änderungen während der Ebbephase im Geschwindigkeitsfeld liegen möglicherweise darin, daß sowohl der oberstromseitige Kolkbereich als auch die anschließende uferparallele Rinne zunächst von der am Stackkopf abzweigenden Ebbestromwalze angenommen werden (s. Abb. 11), die aber infolge des Auftreffens auf das oberstromige Watt am Ende der Rinne stark reflektiert wird. Mit Sicherheit führt dieses instationäre Verhalten zu einer erhöhten Erosion durch ständige Auflockerung und Abtransport des Materials.

Pos. 9 liegt auf einem Sandrücken im Innenbereich des großen Walzensystems. Das Geschwindigkeitsbild der Abb. 8 zeigt zunächst einmal große Unregelmäßigkeiten, die sich bei genauer Betrachtung doch zusammenfassen lassen. Zu erkennen ist ein ständiger Wechsel der Richtungen um bis zu 180° während der gesamten Tide. Dies unterstützen die Beobachtungen aus den Abb. 11–13. Auf Grund der Schwimmerbahnen deuten sich zwei Walzensysteme an, wobei die Pos. 9 gerade zwischen beiden Systemen liegt und entsprechend richtungsmäßig instabil sein muß. Das größere System besitzt eine Länge von mehreren hundert Metern, das kleinere liegt unmittelbar am Stackkopf und weist einen Durchmesser von etwa 100 m auf. Abb. 12 und 13 belegen im Rahmen der Beobachtungsgenauigkeit die bei Ebb- als auch bei Flutstrom nahezu gleiche Lage der Walzensysteme.

Wasser- und Schiffahrtsamt Cuxhaven Ausgewertet u. System: DV - 2.2 Messung durchgefuehrt: Gew. K. - 2.3 Blatt: 5 Archiv Nr.: 2218 Ger. Nr.: 4782

Ganglinien der Geschwindigkeiten, Richtungen und des Salzgehaltes

Aufgestellt: Cuxhaven, den 08:03:1983:14:06:45

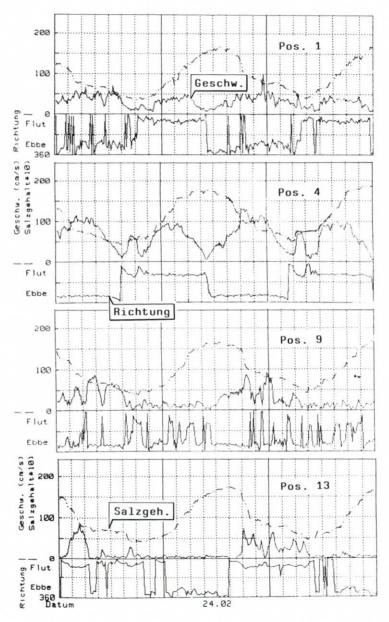


Abb. 8. Meßaufzeichnungen, Ganglinien der Geschwindigkeiten, Richtungen und des Salzgehaltes

Die Strömungsgeschwindigkeiten liegen während der Flutdauer, unabhängig von der Strömungsrichtung, deutlich unter 25 cm/s. Während der Ebbephase erreichen die Geschwindigkeiten max. 90 cm/s, jedoch nur bei Richtungen um 290°. Dreht die Richtung kurzzeitig auf bis zu 90°, so gehen auch die Geschwindigkeiten schlagartig auf etwa 20 cm/s zurück. Die gestaltende Wirkung dieses Strömungsverhaltens wird durch den Verlauf der 1-m-Linie belegt.

Pos. 13 liegt im Bereich der uferparallelen Rinne und zeigt das typische Verhalten der Pos. 12–15. Die Geschwindigkeiten liegen während der Ebbephase i. allg. deutlich über 50 cm/s und reichen bis 100 cm/s. Der mittlere Korndurchmesser dieses Bereichs beträgt etwa 100 µm, das entspricht einer kritischen Geschwindigkeit beim Beginn der Kornbewegung von 20–40 cm/s. Während der Flut treten kaum nennenswerte Strömungsgeschwindigkeiten auf.

Ein Bild von der zeitlichen Entwicklung des Geschwindigkeitsfeldes läßt sich nur darstellen, wenn dieses im 2-Stunden-Abstand (oder enger) aufgetragen wird. Dabei sollte für alle Meßpunkte dieselbe Tide ausgewertet werden. Gewählt wurde die Tide vom 24. 2. 1983. Ein zusammenpassendes Geschwindigkeitsbild läßt sich in der betrachteten Situation nur aus Beobachtungen zum exakt gleichen Zeitpunkt ableiten; selbst die Verwendung von Stundenmittelwerten kann schon ein nicht mehr zusammenpassendes Bild erzeugen.

Die Abb. 9 und 10 zeigen das in der 14tägigen Meßreihe beobachtete typische Strömungsverhalten im Untersuchungsgebiet. Abb. 9 (wie auch Abb. 11 und 12) zeigt eine ausgeprägte Walze oberhalb des Stacks, wie sie während der Ebbedauer von etwa Thw (Cux.) +4h bis Thw (Cux.) +8h auftritt. Deutlich zu erkennen sind das voll ausgetauchte Stack und die starke Walzenströmung entlang der uferparallelen Rinne.

Abb. 10 (wie auch Abb. 13) zeigt das Strömungsgeschehen während des Flutstromes. Die hier gezeigten Geschwindigkeiten in der Walzenströmung werden nur für die Dauer von etwa einer Stunde angenommen, in der übrigen Zeit nehmen sie geringere Werte an. Die größere

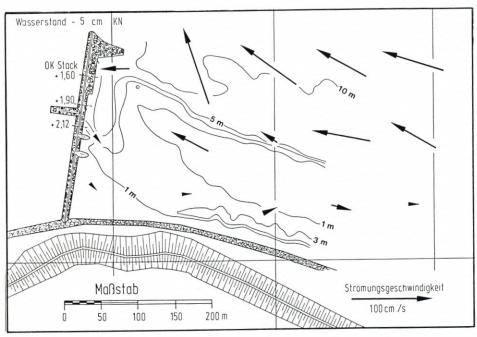


Abb. 9. Strömungsgeschwindigkeiten zum Zeitpunkt Thw (Cuxhaven) +6 Std

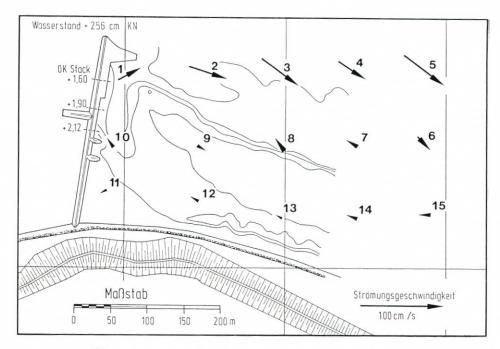


Abb. 10. Strömungsgeschwindigkeiten zum Zeitpunkt Thw (Cuxhaven)

Geschwindigkeit in Pos. 1 und besonders der zugehörige größere Durchfluß werden sowohl aus der Walzenströmung als auch aus der Überströmung des Stacks genährt.

Durch seine exponierte Lage im Strom zweigt das Stack einen Teil der Tideströmung ab, die dann ebenfalls in mehreren Walzen seitlich des Stacks weiterläuft (s. Abb. 11, 12). Die gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten scheinen auf den ersten Blick nicht besonders hoch zu sein. Durch die Walzen entstehen jedoch auf den Wattflächen und besonders an den Bauwerken starke Turbulenzen, die im Zusammenhang mit Seegang und Schiffsschwall das Sohlenmaterial lösen und aufwirbeln. Die Strömung trägt dann den gelösten Boden fort. Es bilden sich am Uferdeckwerk und an den Flanken des Stacks Erosionsstrecken und Kolke, die Fußsicherung wird freigespült.

Um weitere Informationen über das Strömungsgeschehen zu erhalten, wurden insgesamt zehn Schwimmer ausgesetzt. Deren Bahnen und die sich zeitlich verändernden Geschwindigkeiten der Schwimmer wurden vom Ufer aus per Augenmaß beobachtet und in einem Lageplan skizziert (s. Abb. 11–13).

Für die Schwimmermessungen wurden leichte Schwimmer mit abgehängten Kreuztafeln eingesetzt. Die Schwimmer waren mit dem Schiff wegen der turbulenten Strömung und der teilweise geringen Wassertiefen nur bedingt zu verfolgen. Die Positionen mußten größtenteils anhand von Landmarken, Stackstationen und des Leuchtfeuers Glameyer geschätzt werden.

Eine Schwimmerbahn kann immer nur abschnittweise mit dem Geschwindigkeitsfeld der dazugehörigen Tidephase verglichen werden. Dabei müssen Abweichungen auftreten, da

- es sich bei den Dauerstrommessungen und den Schwimmerbeobachtungen um verschiedene Tiden handelt,
- die Messungen ein Jahr auseinanderliegen und sich in dieser Zeit die Topographie bereichsweise geändert hat,

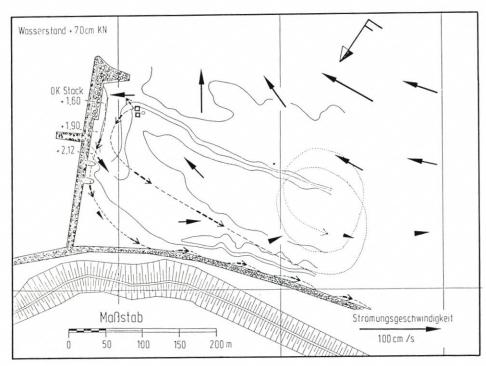


Abb. 11. Schwimmerbahnen zum Zeitpunkt Thw (Cuxhaven) +4 Std

- die Geschwindigkeiten in Sohlennähe andere Richtungen haben als die in Oberflächennähe,
- der Windfluß beachtet werden muß,
- die Dauerstrommessungen in Sohlennähe durchgeführt wurden.

Die Schwimmerbahnen sind in den Abb. 11-13 wie folgt dargestellt:

- Beobachtungszeitraum entspricht etwa der dargestellten Tidephase
- Beobachtungszeitraum liegt vor oder nach der dargestellten Tidephase
- ———→ Geschwindigkeit des Schwimmers war groß
- --→ Geschwindigkeit des Schwimmers war mittel
- → Geschwindigkeit des Schwimmers war gering

Die Darstellungen in den Abb. 11 und 12 bestätigen tendenziell die ausgeprägte Strömung in der ufernahen Rinne während der Ebbephase.

In den Abb. 10 und 13 wird die Flutphase dargestellt. Zwar werden hier teilweise große Geschwindigkeiten der Schwimmer beobachtet, doch handelt es sich dabei um per Augenschein und zudem noch einmalig beobachtete Ereignisse, die man nicht überbewerten darf, die aber dennoch ein kennzeichnendes Bild geben.

5. Gewässerkundliche Beurteilung möglicher Strombaumaßnahmen

Die bisherige Darstellung sowohl der großräumigen als auch der lokalen Erscheinungen bildet eine erste Grundlage zur Bewertung der möglichen strombaulichen Sanierungsmaßnahmen (Abb. 14).

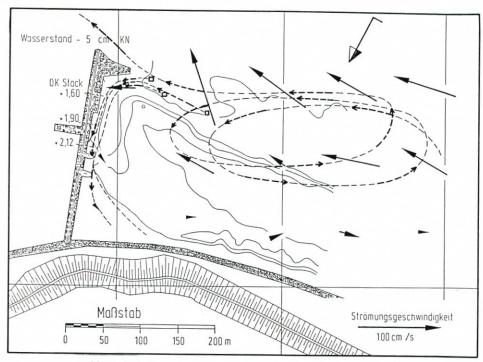


Abb. 12. Schwimmerbahnen zum Zeitpunkt Thw (Cuxhaven) +6 Std

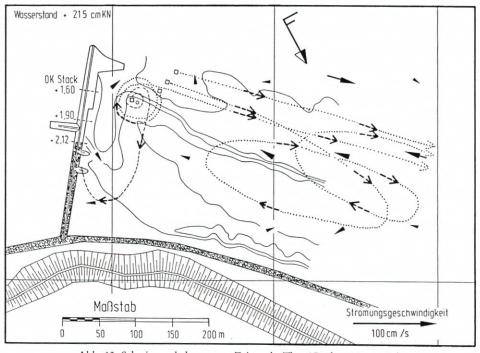


Abb. 13. Schwimmerbahnen zum Zeitpunkt Thw (Cuxhaven) +10 Std

Entsprechend der unterschiedlichen Kräfte kann nur eine Kombination einzelner spezifischer Maßnahmen das Glameyer Stack längerfristig schützen und damit die bedeutende Wirkung des Bauwerks hinsichtlich der Stromregelung erhalten. Schon aus praktischen Gründen gibt es zeitliche und finanzielle Aspekte, die Art und Ausführung der Sanierungsmaßnahmen mitbestimmen. Eine besondere Rolle spielt das drohende Abrutschen des Uferdeckwerks, das zu einem sofortigen Handeln zwingt.

Vor diesem Hintergrund ist der Vorschlag zu sehen, eine Entlastungsbuhne (A), etwa 300 m oberhalb des Stacks gelegen, zu bauen. Die Buhne muß am Uferdeckwerk ansetzen und 120 m in das Watt vorgetrieben werden, um die oberstromige Hauptwalze zu durchschneiden und den Neerstrom zu unterbrechen. Die Buhne würde an der Wurzel bis 1,00 m über KN und am Kopf bis 0,60 m über KN reichen. Der Buhnenkopf liegt in einer relativ strömungsarmen Zone und reicht bis in eine Tiefe von ca. 10 m unter KN. Bei einer Kronenbreite von 2 m und allseitigen Böschungsneigung von 1:4 würden die Baukosten knapp 2 Mio DM betragen. Bei einer möglicherweise erforderlichen Verlängerung der Buhne auf 150 m würden die Kosten wegen der zunehmenden Wassertiefe überlinear auf etwa 8,5 Mio DM ansteigen.

Obwohl dieses Bauwerk die Hauptwalze in ihrer Ausbildung behindert, werden jedoch besonders bei der erosionsintensiveren Ebbestromwalze deren Entstehungsursachen nicht verändert. Auf Grund der ungleichen Länge dieser Entlastungsbuhne gegenüber dem Glameyer Stack und des Anströmwinkels prallt ein Teil des Ebbstromes unverändert auf das Glameyer Stack. Die in das neu entstandene Buhnenfeld einströmende Wassermenge wird total reflektiert und infolge des Aufstaus quer über den derzeitigen Wattrücken zum Fahrwasser hingeführt. Einerseits wird sich der vorhandene oberstromseitige Kolk dadurch nicht unbedingt wieder zurückbilden, andererseits ist die Entstehung neuer Kolke bzw. einer Rinne unterstromseitig an der Entlastungsbuhne zu erwarten.

Für eine Ausführung dieser Maßnahme liegen z. Zt. nicht genügend gewässerkundliche Untersuchungen, besonders hydraulische Modellversuche, vor. In Anbetracht der Kosten einer solchen Entlastungsbuhne ist eine kurzfristige Beurteilung der morphologischen Folgeerscheinungen nicht möglich.

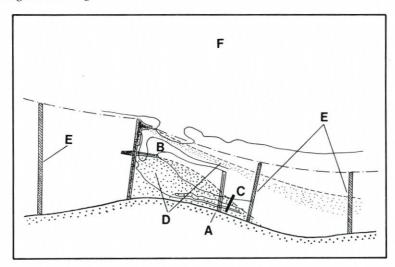


Abb. 14. Sanierungsmaßnahmen: A = Entlastungsbuhne, B = oberstromseitige Stichbuhne, C = Sohlschwelle, D = Vorspülung, E = Buhnengruppen, F = großräumige Maßnahmen

Der Bau einer oberstromseitigen Stichbuhne (B), ähnlich wie er vor Jahren auf der Unterstromseite nachgeholt wurde, führt zu einer Beruhigung des Strömungsangriffs im jetzigen Kolkbereich. Zwar würden die vom Glameyer Stack während der Ebbe abgeteilten Wassermassen weiterhin die großräumige Walze bilden, doch würde sich der Strömungsangriff nicht mehr auf den etwa 300 m langen Stackkörper, sondern auf den Kopf des neuen Nebenstacks konzentrieren. Die abgelenkte Walze dürfte auf Grund der geometrischen Verhältnisse auch weniger hart an das Uferdeckwerk geführt werden. Zumindest würden Vorspülungen diese Absicht unterstützen können und ein relativ stabiles Verhalten zeigen.

Da einerseits die Ende des 18. Jahrhunderts gelegte Gründung des Glameyer Stacks auf dem flachen Watt erfolgte und die heutige Belastung gar nicht vorherzusehen war, andererseits ein neues Nebenstack nach modernsten Erkenntnissen und mit unvergleichbaren technischen Mitteln gebaut werden kann, ist diesem eine entsprechende Strömungsbeanspruchung eher zuzumuten. Diese Baumaßnahme stößt jedoch bei der Bauausführung auf technische Probleme, hervorgerufen durch die Lage des Kolkes, den Anschluß an das Hauptstack und die Wirkungen aus der Überströmung des Stacks während der Flutphase. Die Kosten der Maßnahme dürften bis zu 1,0 Mio DM betragen. Auch hier ist kurzfristig eine sichere Beurteilung der morphodynamischen Folgeerscheinungen nicht möglich.

Der Bau einer Sohlschwelle (C) zur Durchdämmung der ufernahen Rinne stellt eine zeit- und kostenmäßig realisierbare Sofortmaßnahme zur Abschwächung der derzeit starken Erosion im Bereich des Uferdeckwerks dar. Ein Senkstück (55 × 20 m) mit einem bis zur Höhe von KN aufgeschütteten Steinkörper wird ca. 300 m oberhalb des Stacks eingebaut. Die Kosten werden mit 0,2 Mio DM abgeschätzt.

Diese Maßnahme für sich allein genommen, kann nur kurzfristig dem sich anpassenden Strömungsgeschehen standhalten. Im Zusammenwirken mit anderen Sanierungsmaßnahmen, wie z.B. einer Vorspülung, kann sie jedoch entscheidende Dienste leisten.

Eine großflächige Vorspülung (D) zur Sicherung des uferparallelen Deckwerkes und des Stackkörpers ist ebenfalls als eine realisierbare Sofortmaßnahme einzustufen. Zunächst würden die ufernahe Rinne und der oberstromseitige Kolk verfüllt, anschließend würde man, am Stack beginnend, den oberstromigen Wattbereich aufhöhen. Inwieweit die derzeitige Walzenströmung ausgeschaltet werden kann, hängt u.a. auch von den Ausmaßen der Vorspülfläche ab. Abb. 6 zeigt den fehlenden Wattstreifen oberhalb des Stacks, wie er durch Rückschreiten der Wattkante seit 1965 entstanden ist. Doch selbst eine Vorspülung zur Wiedererlangung der Verhältnisse von 1965 läßt erwarten, daß zum einen im Bereich des Stackkopfes eine, zunächst stark abgeschwächte, Ebbstromwalze erneut an der Vorspülung arbeitet, zum anderen der großräumig bestimmte Druck weiterhin diesen Uferabschnitt, ähnlich wie in den Jahren 1965–1985, abzudrängen versucht.

Da die Fortschritte einer Vorspülung räumlich und zeitlich variiert werden können und besonders, weil es sich im Gegensatz zu den sonst üblichen Bauwerken um eine "weiche" Maßnahme handelt, ist hiermit eine interessante Alternative geboten.

Zur nachhaltigen Festlegung des südlichen Elbeufers wäre auch die Anordnung einer Buhnen gruppe (E) aus strömungstechnischen Gesichtspunkten eine Lösung. Wenn sich die Längen der neuen Buhnen an der Lage des Glameyer Stack-Kopfes orientieren, ließen sich eine Streichlinie festlegen und die wesentlichen Ursachen der Walzenbildung ausschalten. Eine Abstimmung mit den oberstromigen Uferbereichen bis hin zu den Osteriff-Stacks als auch besonders mit dem unterstromig gelegenen Bereich ist herbeizuführen.

Eine derart massive Festlegung des südlichen Elbeufers greift auch künstlich in die langfristigen, großräumigen Umlagerungsvorgänge ein und muß deshalb mit größter Vorsicht

und intensiven Voruntersuchungen vorbereitet werden. Daß die Kosten für diese Maßnahme schnell bei 50 Mio DM liegen, kann nicht ganz unberücksichtigt bleiben.

Ähnlich wie die Veränderung des Klotzenlochs möglicherweise aus dem Geschehen im Außenelbebereich geprägt wurde, kann eventuell durch großräumige Maßnahmen (F), die jedoch ohne umfangreiche Modelluntersuchungen nicht bewertbar sind, eine ähnliche, global begünstigende Wirkung auf den Querschnitt vom Glameyer Stack bis zum Medemsand initiiert werden. Denkbar wären Eingriffe am Medemgrund oder im Bereich Klotzenloch/Neufelder Rinne oder am Kratzsand. Voraussetzung für derart großräumige Beeinflussungen sind u.a. intensive Untersuchungen im hydraulischen Modell mit beweglicher Sohle und im HN-Modell.

Möglicherweise befindet sich die Natur aber schon jetzt in einem Zustand der Selbstregulierung, die den Uferbereich in der Tendenz wieder entlastet.

Langfristig, doch damit ist die akute Bedrohung des Stacks sowie des Uferbereichs nicht behoben, kann mit einem natürlichen Rückgang des Medemgrundes nach Norden gerechnet werden. Die Entwicklung der Medemrinne ist noch nicht abgeschlossen, besonders in den letzten Jahren sind große Abbrüche aus der Mitte des Medemsandes zu verzeichnen, so daß die Wattkante bereits einen beträchtlichen Hohlbogen aufweist. Weil dadurch die Linienführung der Medemrinne hydraulisch zunehmend ungünstiger wird, kann in den nächsten 10 bis 20 Jahren mit einer Stabilisierung der Lage gerechnet werden. Die Verschiebung der Durchflußverhältnisse zur Hauptrinne führt zu einem dort größeren Tidevolumen, für das ein größerer Querschnitt erforderlich ist, der, wenn das Südufer z.B. durch ständige Vorspülung gehalten wird, nur durch Abdrängung des Medemgrundes nach Norden gewonnen werden kann.

Auf eine neue Entwicklung deutet vielleicht die sich seit ca. 10 Jahren bildende Flutrinne ab km 720 in Richtung Medemgrund hin, die offensichtlich zwischen Fahrrinne und Medemrinne einen geraden und kürzeren Weg sucht. Verläuft die morphologische Entwicklung ähnlich wie in den letzten 100 Jahren, kann in den nächsten Jahrzehnten mit der Bildung einer breiteren Hauptrinne bei Verkümmerung der Medemrinne gerechnet werden.

Jahr	Ebbe		Flut	
	HauptR.	MedemR.	HauptR.	MedemR.
1864	51 %	49 %*	37 %	63 %*
1936	87	13*	79	21*
1960	54	46	61	39
1965	60	40	65	35
1970	57	43	58	42
1975	63	37	55	45
1978	70	30	73	27
1983	60	40	63	37

Tab. 1. Die Entwicklung der Durchflußverhältnisse Hauptrinne/Medemrinne

6. Schriftenverzeichnis

- Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste: Die morphologischen Veränderungen der Elbe zwischen Brunsbüttel und Scharhörn in den letzten 30 Jahren. Arbeitsbericht 19, (unveröff.) 1961.
- Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste: Untersuchung der Sandbewegung im Gebiet der Medemrinne (Unterelbe) und der Norderrinne (Außenelbe). (Unveröff.), 1975.
- Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste: Das Tideregime der Elbe, Elbemodell mit beweglicher Sohle. 12. Bericht, (unveröff.), 1957.
- HENSEN, W.: Vergleich des Stromzustandes der Unterelbe von Brunsbüttelkoog bis Cuxhaven zwischen 1864 und 1936. Wasserstraßendirektion Hamburg, Kleine Studie Nr. 14, (unveröff.), 1937.
- HENSEN, W.: Änderung des Stromzustandes zwischen Cuxhaven und Glameyer Stack. Wasserstraßendirektion Hamburg, Kleine Studie Nr. 16, (unveröff.), 1938.
- Wasser- und Schiffahrtsamt Cuxhaven: Bericht über die Fahrwasserverhältnisse im Altenbrucher Bogen. (Unveröff.), 1978.
- Wasser- und Schiffahrtsamt Cuxhaven: Bericht über Strömungsmessungen am Glameyer Stack. (Unveröff.), 1986.
- Wasser- und Schiffahrtsdirektion Hamburg: Teilentwurf Nr. 1 für den Ausbau des Glameyer Stacks oberhalb von Cuxhaven bei km 716. (Unveröff.), 1965.
- Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nord: Einzelentwurf Nr. 2.2.1.3-1 für Sicherung und Wiederherstellung des Glameyer Stacks. (Unveröff.), 1984.

Untersuchungen im hydraulischen Modell über die zweckmäßige Linienführung und Höhe des Leitdammsystems "Pagensand Nord" in der Unterelbe

Von Georg Visscher und Gottfried Wolf

Zusammenfassung

Das Leitdammsystem "Pagensand-Nord" liegt in einem exponierten Stromspaltungsgebiet der Unterelbe. Es wurde in den 30er Jahren gebaut und mußte nach mehreren Vertiefungen der Fahrrinne neu konzipiert werden. Durch Untersuchungen in einem physikalischen Modell wurden Trassenführung und Höhenlage mehrerer Systemvarianten untersucht, um eine hydraulisch und wirtschaftlich günstige Lösung zu finden.

Summary

The training wall "Pagensand-Nord" is situated in an exposed bifurcation of the lower Elbe Estuary. As it was constructed in the thirties, it had to be modified to the new conditions following the deepening of the shipping channel. The location and height of the training wall were investigated in a physical model in order to obtain an hydraulically favorable solution.

Inhalt

1.	Allgemeines	90
2.	Stromspaltungsgebiet Pagensand	91
	2.1 Örtliche Lage	91
	2.2 Beschreibung des Stromspaltungsgebietes	91
	2.2.1 Vor dem 10-m-Ausbau	91
	2.2.2 Nach dem 12-m-Ausbau	92
	2.2.3 Nach dem 13,5-m-Ausbau = Istzustand	94
2	Untersuchungen am hydraulischen Modell	. 97
٥.	3.1 Grundlagen für die Modellversuche	97
	3.2 Aufgabenstellung an die Modellversuche	97
	3.3 Modell und Meßtechnik	97
	3.4 Versuche mit fester Sohle	101
	3.4.1 Ausgangszustand	101
	3.4.1 Ausgangszustand	104
	3.4.2 Leitdammvariante – Erhöhung des alten Leitdammes	107
	3.4.3 Leitdammvariante – Zurückgesetzte neue Leitdammtrasse	10/
	3.5 Versuche mit beweglicher Sohle	108
	3.5.1 Ausgangszustand	109
	3.5.2 Zustand mit neuem Leitdamm	113
4.	Ausblick	114
5.	Schriftenverzeichnis	115

1. Allgemeines

Die Unterhaltung der tiefen Fahrrinne der Unter- und Außenelbe ist eine primäre Aufgabe der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes (WSV), um die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu garantieren. Da für diese Aufgabe jährlich hohe Aufwendungen für Unterhaltungsbaggerungen getätigt werden müssen, ist es notwendig, stets Mittel und Wege zu suchen, diese Kosten zu minimieren.

Die Mittel und Methoden einer Erhaltung und Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse im Tidebereich sind äußerst vielfältig und lassen sich in folgende drei Hauptgruppen unterteilen:

- 1. Anpassung der tiefen Fahrrinne an die natürlichen Gegebenheiten der Strömungsverhältnisse und des Sedimenttransportes durch Verlegen oder Verschwenken derselben,
- 2. Durchführung von Wasserbaumaßnahmen, die durch ihre Wirkung eine Sedimentverfrachtung in die tiefe Fahrrinne verhindern oder zumindest spürbar verringern,
- Einsatz von modernen Baggergeräten, die Verflachungen und Einengungen der tiefen Fahrrinne, verursacht durch Sedimenteintreibungen oder Sohlumlagerungen, beseitigen.

Infolge des Einsatzes von modernen, leistungsfähigen Baggergeräten und der technologischen Entwicklung in den letzten zwei Jahrzehnten auf dem Gebiet der Baggertechnologie und Ortung hat im Bereich des Küstenvorfeldes und der Mündung des Tideflusses die Baggerung wesentlich an Bedeutung zugenommen. Hier erfolgt in der Regel die Unterhaltung mit Schleppkopf-Saugbaggern als wirtschaftlichste Methode.

Anders stellt sich das Problem im Tidestrom selbst dar. In diesem Bereich können mit wesentlich geringeren Investitionen als im Küstenvorfeld wasserbauliche Maßnahmen geplant und gebaut werden, die aktiv die Querschnittsgestaltung, die Strömungsverhältnisse und den Sedimenttransport so beeinflussen, daß eine Verringerung des Unterhaltungsbaggeraufwandes erzielt wird. Einen möglichst hohen Gleichgewichtszustand im Tidestrom nach den erfolgten Ausbaumaßnahmen – zuletzt auf 13,5 m unter Kartennull – wieder herzustellen, ist Ziel der wirtschaftlichen Aufgabenerfüllung der Fahrrinnenunterhaltung. Bei der Planung von Regelungsbauwerken können folgende Einzelbauwerke zu Regelungssystemen kombiniert werden:

- Buhnen zur Einschränkung der Abflußbreite bei Tnw und zur Stabilisierung der Ufer- und Flachwasserbereiche,
- Leitdämme zur Festlegung von Inseln und Wattzonen, zur Regelung von Stromspaltungen und damit zur Steuerung, zur Verminderung von seitlichem Sedimenteintrieb und zur Vermeidung von für die Fahrrinne schädlichen Querschnittsaufweitungen,
- Watt- und Ufervorspülungen mit und ohne Fußsicherungen zur Regelung der Durchflußquerschnitte mit gleichzeitiger Schaffung von ökologisch wertvollen Flachwasserzonen.

Darüber hinaus bieten sich Möglichkeiten der Verbesserung der Fahrwassersituation durch Abdämmung von Nebenrinnen und durch Begradigung von Krümmungen. Diese Mittel des Wasserbaus sollten nur im äußersten Fall und sehr begrenzt angewandt werden, da sie einen zu starken Eingriff in das Tideregime mit sich bringen und somit in angrenzenden Bereichen ein neues Ungleichgewicht bewirken. Darüber hinaus würde der natürliche Charakter des Tideflusses stark beeinträchtigt. Erfahrungen im Bereich der Unterelbe haben gezeigt, daß mit den Kombinationen der unter 1 bis 3 genannten Einzelbauwerke gute Erfolge für die Erhaltung der Fahrrinnentiefe und Minimierung der Unterhaltungsbaggerungen erzielt werden können und darüber hinaus Flachwasserbereiche geschaffen werden, die einer natürlichen Aufschlickung unterliegen und den Sauerstoffeintrag in das Gewässer erhöhen. Grundsätzlich bleibt festzustellen, daß es keine allgemein gültigen Richtlinien für die Freihaltung der

Zufahrten zu den deutschen Seehäfen gibt. Unterhaltungsbaggerung und Wasserbauwerke müssen sich einander sinnvoll ergänzen.

2. Stromspaltungsgebiet Pagensand

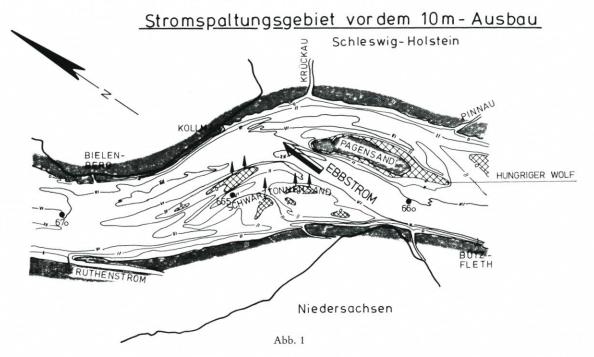
2.1 Örtliche Lage

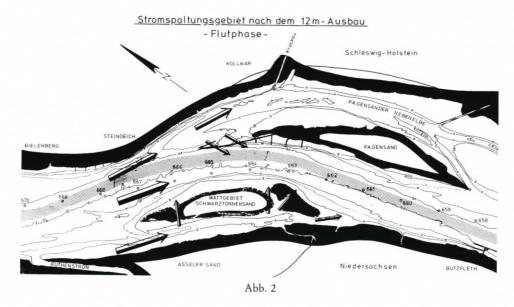
Das Stromspaltungsgebiet im Bereich der Elbinsel Pagensand (Abb. 1) war noch in der ersten Hälfte der zwanziger Jahre eine "verwilderte" Tideflußstrecke mit dem hochwasserfreien Mittelgrund Pagensand und seinem oberstromigen Watt "Hungriger Wolf" im nördlichen Teil und den Wattinseln des Schwarztonnensandes im südlichen Teil des Querschnittes. Trotzdem waren schon seit über hundert Jahren davor erfolgreiche Bemühungen vorausgegangen, diesen schwierigen Streckenbereich der Unterelbe den jeweiligen Erfordernissen des Schiffsverkehrs anzupassen (Rohde, 1971). Dieser Bereich erstreckt sich auf etwa 12 km Länge von Elbe-km 658 bei Bützfleth bis km 670 querab der Ruthenstrommündung.

2.2 Beschreibung des Stromspaltungsgebietes

2.2.1 Vor dem 10-m-Ausbau

Infolge des überbreiten Querschnittes (Abb. 1) in diesem Krümmungsbereich liefen Flutund Ebbstrom auseinander, führten sedimentverfrachtende Querströmungen zur Verflachung der Fahrrinne fortschreitend nach Norden und letztlich zu einem sich ständig verkleinernden Krümmungsradius der Hauptelbe (Schätzler, Meisel, 1937).





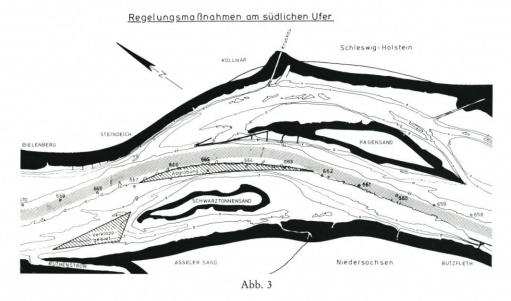
Die dadurch auftretenden Schwierigkeiten für die Unterhaltung und die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs führten nach eingehenden Messungen in der Natur zu der sich heute darstellenden Elbinsel Pagensand. Durch die Formgebung von Insel und Leitwerk, die in den Jahren 1928 bis 1937 entstanden sind, wurden folgende Verbesserungen erreicht:

- Bessere Fassung der Tideströme im Krümmungsbereich Elbe-km 663 bis 665,
- Unterbindung des Ebbstromverlaufs in eine nach Kollmar (Norden) gerichteten Rinne,
- Abflachung der übermäßig scharfen Krümmung und Schaffung eines stabileren Querschnittsverhältnisses,
- Stabilisierung des bis dahin stetig nach Nordost nachdrängenden Schwarztonnensandes und
- Verminderung des Sedimenttransportes durch Festlegung des Wattes "Hungriger Wolf".

Dieses nach neun Jahren Bauzeit 1937 fertiggestellte Regelungsbauwerk erfüllt noch heute die ihm damals zugedachte Aufgabe. Lediglich das Leitdammsystem mit seinen Buhnen muß einerseits saniert und andererseits den geänderten Rahmenbedingungen nach dem Ausbau der tiefen Fahrrinne auf 13,5 m unter KN angepaßt werden. Schon nach Fertigstellung stellte sich damals die Frage, ob die erreichte Fahrwasserverbesserung ohne weitere Regelung am südlichen Elbufer auf die Dauer von Bestand sein würde. Diese Frage kann aus heutiger Sicht dahingehend beantwortet werden, daß es dieser Regelung dringend bedurfte, um eine Stabilisierung der Fahrwasserverhältnisse zu erreichen.

2.2.2 Nach dem 12-m-Ausbau

Im Rahmen des 12-m-Ausbaues der Unterelbe 1964 bis 1969 wurden verstärkt in diesem durch seine Dreiteilung des Querschnittes noch immer schwierigen und unterhaltungsintensiven Strombereich eingehende hydrologische Messungen vorgenommen (Abb. 2). Dabei zeigte sich eindeutig, daß der Leitdamm zwar noch seine stromführende Wirkung besitzt, aber das zergliederte Wattgebiet Schwarztonnensand schwerpunktmäßig infolge der sedimentverfrachtenden Querströmungen die tiefe Fahrrinne bei Pagensand Mitte ständig mit schluffhaltigen Feinsanden auflandete.



Aus diesem Grunde wurde, erhärtet durch die anschließend durchgeführten Modellversuche im Modell mit fester Sohle bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) – Außenstelle Küste –, das zergliederte Wattgebiet zur Insel Schwarztonnensand "mit einer mittleren Aufspülhöhe von MThw + 1,50 m vereinigt" (Abb. 3). Diese Insel wurde in den Jahren 1972 bis 1977 ausschließlich mit kohäsionslosem Material, Sand unterschiedlicher Körnung, durch Hopperbagger aufgespült.

Dabei wurde ausschließlich mit natürlichen Böschungen gearbeitet. Die Böschungsneigungen stellten sich, abhängig vom in der Unterhaltung anfallenden Sand, über MTnw mit 1:20 bis 1:25 unter dem Wasserspiegel je nach Anströmung mit 1:10 bis 1:6 ein. Vor Aufspülung der Insel wurde ebenfalls im Rahmen der Unterhaltungsbaggerei in den Jahren 1970 bis 1971 der südliche Querschnittsbereich zwischen den 2-m- und 4-m-Tiefenlinien durch Verklappungen um durchschnittlich 1,50 m aufgehöht. Diese Verklappungen erfolgten tideabhängig mit flachgehenden Geräten in einem Dreieck, das von der Ruthenstrommündung zur Wattspitze im Norden und durch die 2-m-Tiefenlinie vor dem Ufer Asseler Sand im Süden begrenzt wurde.

Damit konnte die vorher ufernah verlaufende Flutstromkomponente nach Osten in die Hauptelbe abgedrängt werden. Dies war vor der Aufspülmaßnahme notwendig, um die Beaufschlagung der Flutrinne infolge der starken Flutstromkomponente, die aus Trägheit und Rechtsablenkung zu erklären ist, abzuschwächen. Parallel zu den zwei genannten Maßnahmen zur Regelung am südlichen Ufer mußte als Ausgleich für die Querschnittseinengung durch die Inselaufspülung am Nordrand des Schwarztonnensandes eine Abgrabung erfolgen (Abb. 3). Diese Abgrabung in Höhe von 6 Mio m³ zwischen den Elbe-km 663 bis 667 erfolgte in den Jahren 1970 bis 1978 ausschließlich durch Entnahme Dritter für Aufspülzwecke.

Mit dieser langgestreckten Führung des Flutstromes am südlichen Ufer wurde die sich hinter dem Watt "Schwarztonnensand" vormals aufstauende Flutstromkomponente derart abgeschwächt, daß eine gleichmäßige Durchströmung des Hauptelbequerschnittes im Bereich des Leitdammes Pagensand eintrat und die sedimentverfrachtende Querströmung über das Watt aufgrund des Querspiegelgefälles zur Hauptelbe unterbunden wurde.

Als Folge war zu verzeichnen, daß die Unterhaltungsbaggermengen in dem sich aufwei-

tenden Querschnitt zwischen Elbe-km 659 und 662 um 600 000 m³ jährlich vermindert werden konnten.

Die im Profil Elbe-km 664,7 vor und nach der Aufspülmaßnahme durchgeführten Strömungsmessungen, deren Ergebnisse in nachfolgender Tabelle aufgeführt sind, untermauern die vorgenannten Feststellungen beim Vergleich der Durchflußwerte und Strömungsgeschwindigkeiten während der Flutphase.

Tab.1. Ergebnisse vor und nach der	Aufspülung des Schwarztonnensandes	im McRnrofil Flhe-km 664 7
Tab.1. Ligebinsse voi und nach dei	Automiting des sem ai ztommensandes	IIII MEBDIOIII EIDE-KIII 664./

	Hauptelbe		Pagensander Nebenelbe	
	Flut 1972/1976	Ebbe 1972/1976	Flut 1972/1976	Ebbe 1972/1976
Qm (m ³ /s)	9600/9839	9820/9776	3480/2270	2270/1485
Vm (m/s)	0,75/0,77	0,89/0,83	0,62/0,44	0,63/0,33
Vmax (m/s)	1,07/1,10	1,20/1,13	0,91/0,66	0,93/0,54

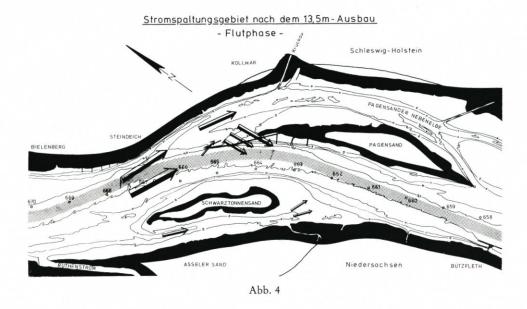
2.2.3 Nach dem 13,5-m-Ausbau = Istzustand

Das 1937 fertiggestellte Leitdammsystem wurde auf Sinkstücken gegründet und als Schüttsteinkörper gebaut. Infolge seiner exponierten Lage im Tidestrom ist es einer sehr hohen Belastung aus Quer- und Längsströmung, aus Schiffsschwell und Windwellen sowie aus Eisabtrag unterworfen. Diese Belastung führte zu erheblichen Schäden an dem ursprünglich auf MTnw +0,80 m und mit Böschungen von 1:2 gebauten Leitdamm. Damit wird er seiner stromführenden Aufgabe nicht mehr voll gerecht, so daß sich im einzelnen folgende Situation darstellt:

Flutphase (Abb. 4)

Der im Scheitelpunkt der flachen Krümmung Steindeich sich ausdehnende kräftige Flutstrom beaufschlagt die Pagensander Nebenelbe aufgrund des überbreiten Eintrittsquerschnittes mehr, als nach stromauf an Wassermenge abgeführt werden kann. Daraus resultiert ein Stau, der besonders im ersten Drittel der Flutphase 10 cm überschreitet und zu starken Querströmungen über das vorhandene Leitwerk während der gesamten Tide in die Hauptelbe führt. Dabei werden Querströmungen von 0,56 m/s über der Dammtrasse gemessen. In kritischen Bereichen, in denen der Damm stärker zerstört ist, treten Strömungsgeschwindigkeiten von max. 1,5 m/s auf. Dieses Erscheinungsbild hat sich nach der Eindeichungsmaßnahme Wedel-Haseldorf durch Abdämmung der Haseldorfer Binnenelbe noch verstärkt. Ferner führten auch die im Abschnitt 2.2.2 genannten Regelungsmaßnahmen dazu, daß die Hauptelbe vermehrt von der Strömung angenommen wird und damit die Pagensander Nebenelbe eine Verflachungstendenz aufweist.

Vergleicht man in diesem Zusammenhang die Ergebnisse der Strömungsmessungen 1972 und 1976, so ist festzustellen, daß sich Durchflußmenge und Strömungsgeschwindigkeit bei Flut verringert haben. Im einzelnen haben sich im Einflußbereich des Leitdammes folgende Tendenzen eingestellt:



- Abtrag der hochwasserfrei aufgespülten Inselspitze jährlich um 25 bis 30 m,
- Rinnenbildung vor Kopf der Insel, die die Einbindung des Leitdammes in die Insel äußerst gefährdet,
- Vergrößerung des Eintrittsquerschnittes zur Nebenelbe durch den teilweise zerstörten Leitdamm im Bereich der Inselspitze,
- Erhöhung des Wasserspiegelgefälles und damit der Querströmung,
- verstärkte binnenseitige Umströmung der unbefestigten Inselspitze und
- Sedimenteintrieb in die tiefe Fahrrinne querab der Insel infolge sedimentverfrachtender Querströmung und Abtrag der Inselspitze.

Ebbephase (Abb. 5)

Auch der infolge der Trägheit und Rechtsablenkung nach Norden tendierende Ebbstrom verliert teilweise seine Führung und strömt in die Pagensander Nebenelbe.

Verstärkt wird diese Tendenz wieder durch die nicht harmonisierten Ein- und Austrittsquerschnitte der Nebenelbe und durch ihre Verlandung oberstromig, so daß sich in den letzten Jahren im Bereich der Nordspitze ein vergrößertes Querspiegelgefälle hin zur Pagensander Nebenelbe eingestellt hat.

Die Auswertung der 1972 und 1976 durchgeführten Strömungsmessungen (Tabelle) ergeben eine Verringerung der Durchflußmenge in der Hauptelbe und führen damit auch zu einer Verringerung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit. Während 1972 bei etwa vergleichbaren Tiden ein Vme von 0,89 m/s gemessen wurde, betrug der Wert 1976 für Vme "nur" noch 0,83 m/s. Diese Ergebnisse sind ein Indiz dafür, daß der Leitdamm stärker überströmt und die Rinne vor Kopf der Insel stärker durchströmt wird als in den vorangegangenen Jahren.

Die Strömungsgeschwindigkeiten über den Leitdamm betrugen 0,58 m/s und erreichen Maximalwerte von 1,5 m/s in zerstörten Leitdammbereichen.

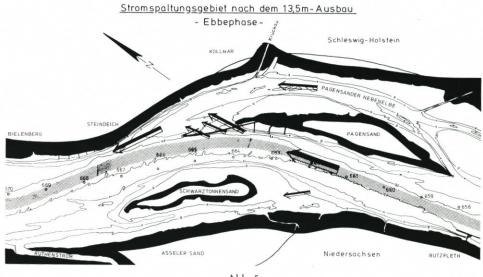
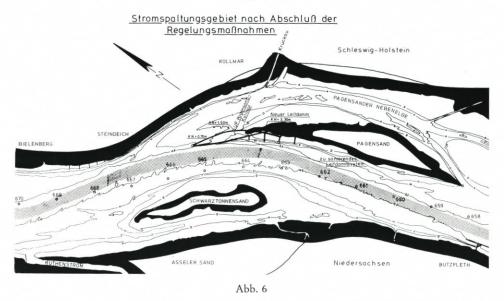


Abb. 5



Für die Pagensander Nebenelbe ergibt die Auswertung der Strömungsmessungen sowohl bei Flut- als auch bei Ebbstrom eine Verminderung von Durchfluß und Geschwindigkeit.

Daraus ergeben sich folgende Tendenzen:

- Bei ablaufender Tide starke Anströmung des schleswig-holsteinischen Ufers,
- ungenügende Stromführung bewirkt eine noch ungleichere Durchströmung des Querschnittes, als dies im Krümmungsbereich querab Steindeich ohnehin zu erwarten ist,
- abgeschwächte Räumkraft in der tiefen Fahrrinne,
- Verflachungen im Innenriß der Krümmung,
- langfristig zu erwartende Verkleinerung des Krümmungsradius und
- erhöhter Angriff des Vorlandes am Nordufer.

3. Untersuchungen am hydraulischen Modell

3.1 Grundlagen für die Modellversuche

Es war erforderlich, den Istzustand durch gewässerkundliche Untersuchungen zu dokumentieren und deren Ergebnisse der mit der Untersuchung im hydraulischen Modell mit fester Sohle beauftragten BAW-Außenstelle Küste in Rissen – zur Verfügung zu stellen. Im einzelnen mußten folgende Daten aus Naturmessungen bereitgestellt werden, um den komplexen Bewegungsablauf im Stromspaltungsgebiet Pagensand erfassen zu können:

- Tiefenpläne, die die Querschnittsentwicklung der letzten 10 Jahre erkennen lassen,
- Bodenkartierungen des Sohlenmaterials aus diesem Strombereich,
- Strömungsmessungen mit Richtungsanzeige und den daraus resultierenden Durchflußmengen in der Haupt- und Nebenelbe,
- Strömungsmessungen in der Achse des Leitdammes,
- Wasserspiegelmessungen durch Pegelaufzeichnungen.

Auf der Grundlage dieser Daten erfolgte die Überprüfung der Naturähnlichkeit des Modells.

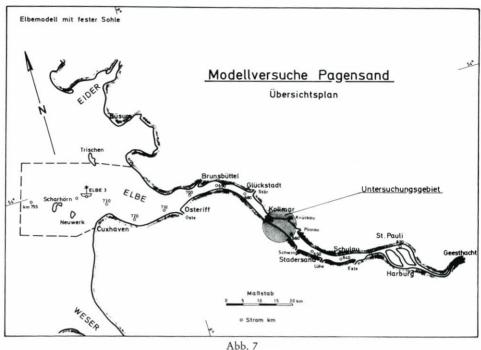
3.2 Aufgabenstellung an die Modellversuche

Aufgrund der Erfahrungen aus dem sich unterhalb anschließenden Stromspaltungsgebiet "Rhinplatte" und den Naturmessungen wurde für die Modelluntersuchungen ein Leitdammkonzept erarbeitet, das insbesondere die Linienführung und Höhenentwicklung der Krone beinhaltete. Für festgelegte Grundvarianten wurde folgende Zielsetzung vorgegeben, die sowohl bei Normaltiden als auch um 2,0 m erhöhten Tiden untersucht werden sollten:

- Ausgewogenere Aufteilung der Durchflußmengen für die Haupt- und Nebenelbe,
- Wiederherstellung und Verbesserung der Stromführung am Prallhang der Hauptelbe,
- Unterbindung der Rinnenbildung und der sedimentverfrachtenden Querströmung,
- Einfädelung der unvermeidbaren breitflächigen Querströmung über den Leitdamm in eine langsame, uferparallele Strömungskomponente bei auflaufenden Tiden,
- Abbau von Erosionen am Inselkopf und an der Leitdammspitze,
- Abdrängen des ablaufenden Tidestromes nach Süden, um die Fahrrinnenverhältnisse zu verbessern und den Angriff am schleswig-holsteinischen Ufer zu mindern,
- Schutz der aufgespülten Insel gegen Abtrag durch Schwell und Sunk der dicht vorbeifahrenden Großschiffahrt und Windwellenangriff aus nordwestlichen Richtungen,
- Schaffung von ökologisch wertvollen Flachwasserzonen, die zwischen dem Leitdammsystem zur natürlichen Aufschlickung führen,
- wirtschaftlichste Lösung für die Gesamtmaßnahme und
- Darstellung möglicher Auswirkungen auf die hydraulischen Verhältnisse ober- und unterhalb des Stromspaltungsgebietes.

3.3 Modell und Meßtechnik

Die Versuche wurden im Elbemodell mit fester Sohle der Bundesanstalt für Wasserbau – Außenstelle Küste in Hamburg-Rissen – (BAK-AK) durchgeführt. Es handelt sich um ein Vollmodell mit einer festen Sohle aus Beton. Es erstreckt sich von der Staustufe Geesthacht bis seewärts von Scharhörn. Der Maßstab der Längen beträgt 1:500, die Höhe 1:100 (5fach



überhöht) (Rohde, 1971). Die Grenzen des Modells sowie die Lage des Untersuchungsabschnittes werden im Übersichtsplan der Elbe gezeigt (Abb. 7).

Im allgemeinen ist es für die Untersuchungsaufgaben in Tidemodellen mit fester Sohle ausreichend, Tidefolgen von gleichen Tiden und konstanten Oberwasserzuflüssen ablaufen zu lassen. Grundsätzliche Einflüsse von Baumaßnahmen auf das Untersuchungsgebiet sind so durch Vergleich der erhaltenen Meßwerte übersichtlich zu erfassen. Wiederholungen von Versuchen sind rasch und problemlos möglich (Kobus, 1984). Die als Basis für eine Steuertide ausgewählte Naturtide muß deshalb gewissen Anforderungen genügen:

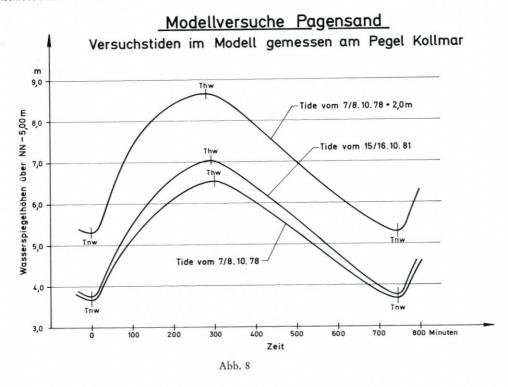
- In etwa zeitliche Übereinstimmung der Tide mit der ausgewählten Morphologie im Modell,
- möglichst geringe Abweichungen der Scheitelwerte, der Wasserstände und auch der Werte für die Flut- und Ebbedauer bei den entsprechenden Vor- und Nachtiden,
- geringer Windeinfluß.

Entsprechend der genannten Kriterien wurde für die anstehenden Versuche die Naturtide vom 15./16. 10. 1981 ausgewählt. Es handelt sich hier um eine Springtide mit einem gegenüber dem Jahresmittel um ca. 0,5 m größeren Tidehub. Die Wirkung des geplanten neuen Leitwerks kann so auch bei den verhältnismäßig häufig auftretenden erhöhten Wasserständen, die auch mit höheren Stromgeschwindigkeiten verbunden sind, verdeutlicht werden.

Einige Versuchsvarianten wurden zusätzlich noch mit einer mittleren Tide (Naturtide vom 7./8. 10. 1978) untersucht. Damit sollte sichergestellt werden, daß eventuell bei mittleren Verhältnissen eintretende Veränderungen der hydraulischen Gegebenheiten nicht durch die höhere Springtide abgeschwächt und so nicht erkannt werden. Die Naturtide von 1978 entspricht der mittleren Tide des Jahres 1979.

Um die Wirkung der Baumaßnahmen bei sturmflutähnlichen Verhältnissen zu prüfen, wurde diese Tide für einige ausgewählte Versuche noch um +2 m im Niveau angehoben (Abb. 8).

Elbemodell mit fester Sohle



Die Versuchstiden (Naturtiden vom 15./16. 10. 1981 und vom 7./8. 10. 1978) konnten im Modell nach entsprechender Rauhigkeitsanordnung zufriedenstellend nachgefahren werden. Abb. 9 zeigt beispielhaft die verlegten Rauhigkeitselemente im Modellabschnitt bei Brunsbüttel. Die Aufzeichnung der Scheitelwerte von Brunsbüttel bis Hamburg zeigte eine gute Übereinstimmung mit der Natur. Ebenso verhält es sich bei Flut- und Ebbedauer sowie bei den Tidelaufzeiten (Abb. 10, Abb. 11).

Die Wasserstände wurden von automatischen Pegeln, sogenannten vibrierenden Spitzentastern, aufgenommen, analog aufgezeichnet und einer zentralen Datenerfassungsanlage zugeleitet. Die Meßgenauigkeit liegt unter Laborbedingungen bei ± 1/10 mm oder entsprechend umgerechnet bei ± 1 cm in der Natur. Die Pegelstandorte im Modell entsprechen denen in der Natur. Zusätzlich wurden für spezielle Messungen noch Sonderpegel eingesetzt (DIETZ/ BERNDT 1982).

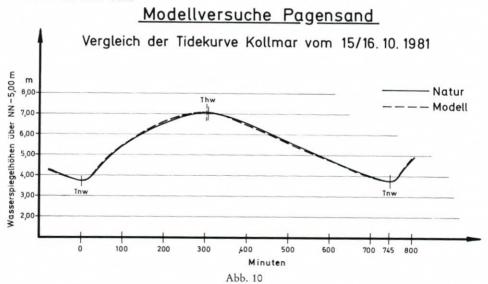
Strömungsrichtungen und -geschwindigkeiten werden über einen kombinierten Richtungs- und Geschwindigkeitsmesser (Mikroflügel) aufgenommen und an die Meßzentrale weitergeleitet. Die Genauigkeit der Geschwindigkeitsaufnahme liegt bei ca. ± 4 cm/s (Natur). Der Zeittakt der Meßregistrierung liegt bei 2,5 min (Natur).

Zusätzlich zur Punktmessung mit Meßgeräten wurde das Strömungsbild vom nördlichen Mündungsbereich der Pagensander Nebenelbe bis zum Schwarztonnensand großflächig mit Fotoaufnahmen von Stromschwimmern festgehalten. Gezielte Einfärbungen des Wassers ergaben Aufschluß über die Strömungsrichtung in Sohlennähe. Videoaufzeichnungen einiger Versuchsvarianten unterstützen die Auswertung der Meßergebnisse und boten gleichzeitig die Möglichkeit der Reproduzierbarkeit wichtiger Phasen im Versuchsablauf.



Abb. 9: Blick vom Neufelder Watt in Richtung Oberstrom

Elbemodell mit fester Sohle



Im folgenden Text sind alle Angaben über Längen, Höhen, Geschwindigkeiten, Wasserstände usw. bereits umgerechnet auf Naturwerte. Unter den mittleren Fließgeschwindigkeiten ist das zeitliche Mittel der Geschwindigkeiten über die Flut- bzw. Ebbstromdauer zu verstehen.

ELBEMODELL MIT FESTER SOHLE

MODELLVERSUCHE PAGENSAND

SCHEITELWERTE DER VERSUCHSTIDE TIDE VOM 15./16.10.1981 MATUR MODELL HOEHE UEBER NN-5.00 GEESTHACHT ST. PAUL WEHR 595.7 8.808 598.3 8.399 KM 623.1 KM 684.2 Ē 600 ELBE -KM

3.4 Versuche mit fester Sohle

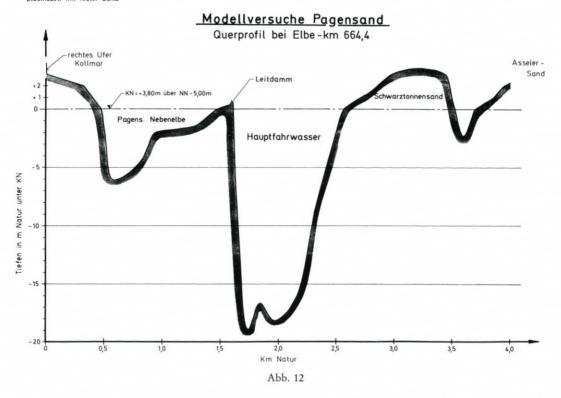
Abb. 11

3.4.1 Ausgangszustand

Auf der Grundlage der vom Auftraggeber formulierten Fragestellung wurde von der BAW-AK ein Konzept mit mehreren Leitwerk-Varianten vorgelegt. Daraus wurden in Zusammenarbeit mit dem Wasser- und Schiffahrtsamt Hamburg zunächst einige ausgewählt, die untersucht werden sollten. Praktische Erfahrungen mit schon fertiggestellten ähnlichen Bauwerken (Rhinplatte) gaben entscheidende Hinweise zur ersten Variantenauswahl. Die Baumaßnahmen, die die größten meßbaren Veränderungen versprachen, wurden zuerst untersucht. Aus den laufenden Ergebnissen heraus entstanden dann weitere verfeinerte Versuchsvarianten. Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß einige Varianten noch mit unterschiedlichen Tiden untersucht wurden, ergab sich eine Gesamtversuchsreihe von 18 verschiedenen Variationen zur Optimierung der Leitdammlage und -gestaltung. Im folgenden wird auf zwei grundsätzlich verschiedene Leitdammgestaltungen näher eingegangen.

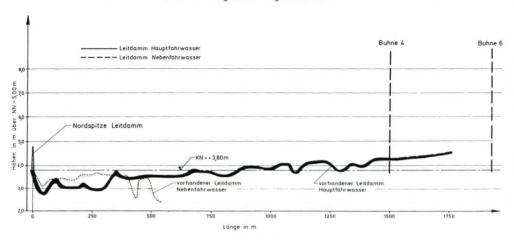
Die Morphologie im Untersuchungsgebiet ist nach Peilungen des Jahres 1982 erstellt (Abb. 12). Der Nahbereich des Leitwerks und die Inselspitze Pagensand sind, wie schon unter 3.3 erwähnt, durch Sonderpeilungen und Aufzeichnungen vor Ort sowie durch Luftaufnahmen bei Tnw genauestmöglich aktualisiert (1984/85). Die maßgeblichen Beschädigungen am Leitwerk sind im Modell entsprechend berücksichtigt. Die Sandbank an der nördlichen Seite

Elbemodell mit fester Sohle



Elbemodell mit fester Sohle

<u>Modellversuche Pagensand</u> Leitdamm-Längsschnitt Pagensand Nord



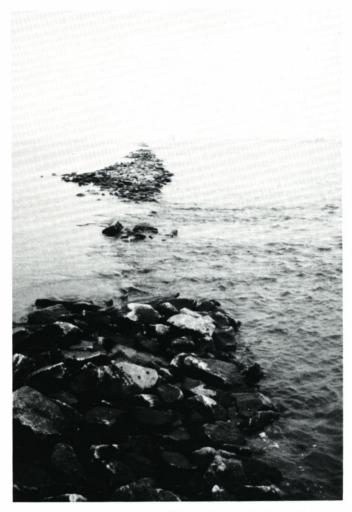


Abb. 14: Leitdamm Pagensand, Blick zur Spitze in Richtung Nordwest

des Leitdammes in der Pagensander Nebenelbe ist ebenfalls originalgetreu nachgebildet. Der Damm wird teilweise überdeckt. Ein Längsschnitt des Haupt- und Flügeldammes verdeutlicht die erheblichen Schäden (Abb. 13).

Der Hauptdamm an der Fahrwasserseite ist durchgehend dick eingezeichnet und dunkelgrau unterlegt, der seitliche Flügeldamm in der Pagensander Nebenelbe ist gestrichelt und hellgrau unterlegt. Deutlich sind die durch Strömung und Eisgang entstandenen Löcher im Leitwerk im Bereich 0–350 m und bei ca. 1300 m zu erkennen.

Abb. 14 zeigt den geschädigten Leitdamm in der Natur etwa in Höhe der Buhnentonne 4 bei Tnw.

Zur Feststellung und zum Vergleich der im Ausgangszustand vorhandenen hydraulischen Gegebenheiten im Modell wurden, wie erwähnt, Strömungsaufnahmen von der Sohl- und Oberflächenströmung hergestellt. Die Aufnahmen zeigen, daß der nördliche Kopf der Insel Pagensand frontal von der Flutströmung angegriffen wird. Dies verursacht eine Erosion der

Inselspitze, verbunden mit einem Materialtransport quer zur Spitze, überwiegend in Richtung zum Fahrwasser. Die Kopie einer Luftaufnahme zeigt die aus diesen Strömungen resultierende Form des Inselkopfes (Abb. 15). Die Schwimmeraufnahmen von der Wasseroberfläche lassen diesen Effekt im Modell nur schwach erkennen (Abb. 16). Farbaufnahmen von der durch Einfärbung sichtbar gemachten sohlnahen Strömung bestätigen jedoch auch im Modell die in der Natur auftretenden Querströmungen. Ähnlich verhält es sich mit der Querrinne, die schräg zwischen Buhnentonne 2 und 4 vom Fahrwasser zur Nebenelbe verläuft. Während die Richtung der Oberflächenschwimmer bei bestimmten Tidephasen über die Rinne hinweg in die Nebenelbe weisen, zeigen die Farbfotos, daß die Rinne von der Sohlströmung bei Flut in Richtung Fahrwasser beaufschlagt wird (Abb. 17). Danach resultiert ein Materialtransport vom Inselkopf in das Fahrwasser.

In der Ebbephase dringt der Strom gleich hinter der Inselspitze quer über den Leitdamm in die Nebenelbe hinein. Die Farbaufnahmen verdeutlichen, daß sich die Strömung dabei, vermutlich durch die vorhandene Sandbank, in der Querrinne konzentriert und so die Rinnenbildung weiter unterstützt.

3.4.2 Leitdammvariante - Erhöhung des alten Leitdammes

Ein Teil des Versuchsprogramms Pagensand befaßte sich mit der Untersuchung eines neuen Leitdammes auf der schon bestehenden Leitdammtrasse, die aus dem Hauptdamm am Fahrwasserrand und einem kleineren Flügeldamm in der Pagensander Nebenelbe besteht. Die Variante sieht eine unterschiedlich angeordnete Erhöhung des Leitwerks vor. Der kurze Flügeldamm in der Nebenelbe wird konstant auf KN +0,70 m aufgeschüttet. Der Leitdamm am Hauptfahrwasser bekommt von der Spitze an in Richtung Pagensand auf einer Länge von 500 m eine Höhe von KN +0,70 m und steigt dann an bis zur Wurzel der Buhne 6 auf KN +3,65 m. Etwa hier bindet er in den hochwasserfreien Teil der Insel Pagensand ein (Abb. 18).

Die Versuche im Modell, insbesondere die Aufnahmen der Oberflächenströmungen, zeigten, daß eine alleinige Erhöhung der vorhandenen Dammkrone keine befriedigende Lösung darstellt. Die Anströmung der Inselspitze bei Flutstrom wird besonders bei höheren Wasserständen kaum gemindert. Die Erhöhung der Krone auf KN +0,70 m im ersten Trassenabschnitt ab der Leitdammspitze bewirkt eine Verstärkung der Strömung am Prallufer um ca. 10-15 %. Eine bessere Abschirmung der Inselspitze und damit eine Verminderung der Geschwindigkeiten ließe sich jedoch nur durch eine weitere Erhöhung der Krone erreichen. Das hätte wiederum einen erhöhten Strömungsdruck auf den Prallhang und das Bauwerk zur Folge. Das Ufer fällt gerade in diesem Bereich sehr steil zum Fahrwasser hin ab. Die Böschungsneigung sowie die Tatsache, daß sich der Hang seit langer Zeit trotz der starken Strömung (Wassertiefe hier bis zu 22,0 m) nicht nachprüfbar verändert hat, deuten auf ein sehr festes, offensichtlich kohäsives Bodenmaterial (gewachsenes Ufer) hin. Trotzdem ist nicht auszuschließen, daß über längere Sicht gesehen, z.B. durch ein Ausspülen eingelagerter Sandlinsen, ein Zurückweichen des Prallufers eintreten kann. Die Gründung eines neuen Leitdammes unmittelbar am Steilhang ist daher auch im Hinblick auf das höhere Gewicht des Bauwerks als problematisch anzusehen.

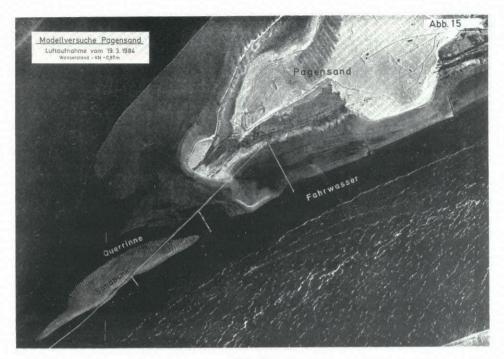


Abb. 15

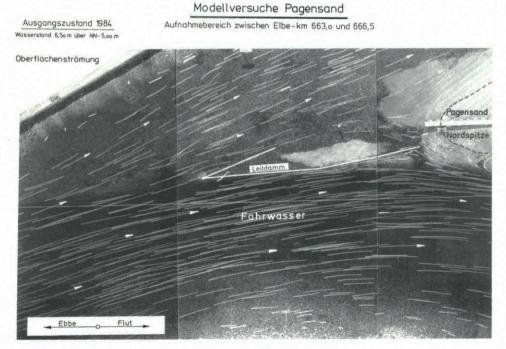
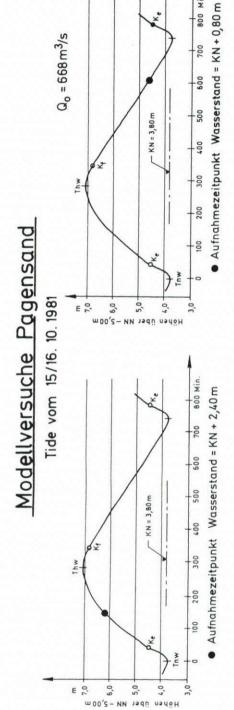
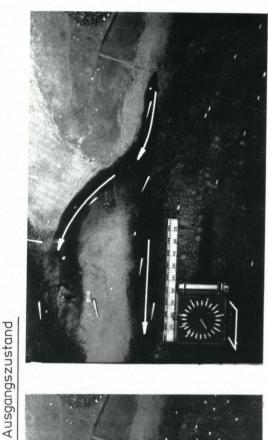


Abb. 16

Elbemodell mit fester Sohle







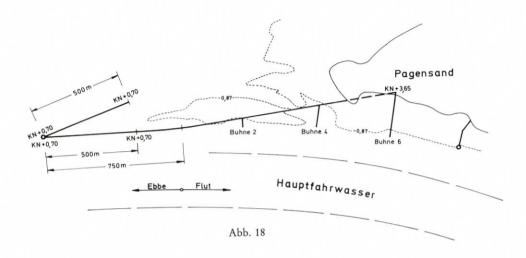
Sohlströmung Flut

Abb. 17

Ebbe

Elbemodell mit fester Sohle

Modellversuche Pagensand



3.4.3 Leitdammvariante - Zurückgesetzte neue Leitdammtrasse

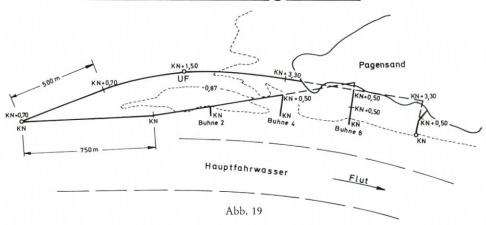
Im Gegensatz zu der zuvor erwähnten Lösung sieht die folgende Variante eine teilweise Neutrassierung vor. Bei der Festlegung der Linienführung flossen die bisherigen Modellergebnisse und auch bestehende praktische Erfahrungen mit dem Leitdamm an der Rhinplatte ein. Der projektierte Leitdamm wird bogenförmig ab der bestehenden Trasse des Flügeldammes durch die Pagensander Nebenelbe zur Spitze des Pagensandes geführt. Der Flügeldamm wird in das neue Bauwerk einbezogen. Der Einbindepunkt in die Elbinsel liegt etwas nördlich des alten Leitdammes (Abb. 19).

Im weiteren Verlauf einiger Untersuchungen mit unterschiedlichen Kronenhöhen des neuen Leitwerkes in Verbindung mit verschiedenen Höhenlagen des alten Leitdammes und seinen vorgelagerten Buhnen konnte eine hydraulisch und wirtschaftlich befriedigende Lösung zur Gestaltung des neuen Leitsystems am Pagensand gefunden werden. Der neue Leitdamm wird in Abschnitten von KN +0,70 m auf eine Höhe von KN +3,30 m gebracht und bindet fahrwasserseitig in die Nordspitze des Pagensandes ein. Der vorhandene, beschädigte Leitdamm wird saniert und erreicht bei Buhnentonne 4 eine Höhe von KN +0,50 m. Die Leitdammspitze liegt bei KN. Die Buhnen am Fahrwasser werden ebenfalls wieder hergestellt. Die Höhen der Buhnenköpfe erreichen KN. An der Buhnenwurzel binden sie höhengleich in den Leitdamm ein.

Der zurückgesetzte Leitdamm, wie er abschließend projektiert wird, bietet hier mehrere Vorteile. Die Gründung der Trasse bringt keine Probleme derart, wie in 3.4.2 geschildert. Der bestehende 500 m lange Flügeldamm wird in die Trasse miteinbezogen. Durch die bogenförmige Trassenführung wird die Inselspitze weitgehend vor schädlicher Anströmung auch bei erhöhten Tiden geschützt. Es ist anzunehmen, daß sich in dem entstehenden Dreieck – Unterfeuer, Einbindungspunkt, Inselnordufer – eine Auflandungszone bildet, ein aus ökologischer Sicht durchaus begrüßenswerter Effekt. Die bei Flut über den vorhandenen alten

Elbemodell mit fester Sohle

Modellversuche Pagensand



Damm Richtung Nebenelbe strömenden Wassermengen werden erst parallel geführt und dann infolge der Bogenform des neuen Damms allmählich in das Fahrwasser zurückgeleitet. Es treten bei keiner Tidephase nennenswerte Querströmungen auf. Bei Ebbstrom bewirkt der neue Damm eine günstige Strömungsführung in der Mündung der Nebenelbe. Fotoaufnahmen belegen ein annähernd tangentiales Einfließen des Ebbstroms aus der Nebenelbe in das Fahrwasser.

Der vorhandene Leitdamm und die vorgelagerten Buhnen müssen saniert werden, da sie ebenfalls einen wichtigen Beitrag zur Stabilisierung der Fahrrinne leisten. Die Buhnen halten im weiteren Verlauf des Prallufers hohe Strömungsgeschwindigkeiten vom Uferbereich fern und konzentrieren bei Niedrigwasser die Strömung in der Fahrrinne. Der alte Leitdamm, besonders im vorderen Abschnitt an der Spitze, schützt die obere Kante des Steilhangs und mindert die Strömung im Leitwerksbereich. Die bogenförmige Leitdammtrassierung zeigt auch unter verschiedenen Tideverhältnissen die besten Ergebnisse. Die Höhenlagen von Damm- und Buhnenkronen sind über verschiedene Varianten optimiert. Negative Strömungsveränderungen in der Neben- und Hauptelbe können nicht festgestellt werden.

3.5 Versuche mit beweglicher Sohle

Zur weiteren Absicherung der Ergebnisse aus den Versuchen mit fester Sole wurde die ermittelte Leitdammausführung noch mit einer beweglichen Sohle im Modell untersucht. Auswirkungen auf die Strömung im Hauptfahrwasser durch den neuen Leitdamm konnten mit der punktweisen Messung von Strömungsgeschwindigkeiten nicht festgestellt werden. Trotzdem lassen sich örtliche Einflüsse natürlich nicht ausschließen. Das in Geschiebeversuchen verwendete Sohlmaterial (Polystyrol) reagiert sehr empfindlich auf Veränderungen und läßt dies durch Sohlumbildung im Modell erkennen. Durch Vergleich der Morphologiestruktur ist es daher möglich, weitere Aussagen zu erhalten.

Das Elbemodell mit fester Sohle wurde für die oben angeführten Modellversuche im

Bereich zwischen Elbe-km 659,3 und 669,9 umgebaut. Die Größe des Untersuchungsbereichs richtet sich nach der für diese vergleichenden Versuche notwendigen Mindestausdehnung und nach modelltechnischen Gegebenheiten. Der Aufbau der Flußmorphologie erfolgte mit den Querprofilen aus den Versuchen mit fester Sohle, so daß bei allen Versuchen der gleiche Ausgangszustand gewährleistet werden konnte.

Verschiedene Bodenarten können im Modell in ihrem Bewegungsverhalten nicht nachgebildet werden, da nur ein homogenes Material (Polystyrol) zur Verfügung steht. Im Querschnitt vorkommende Uferböschungen, die durch die 5fache Höhenverzerrung im Modell für das verwendete Sohlmaterial zu steil war, mußten durch Filtermatten fixiert werden. Bildet man sie im Modell aus Polystyrol nach, halten sie ihre Form nicht und verändern deshalb den Querschnitt unzulässig, das Modell wird naturunähnlich. Zusätzlich wird durch die gegebene "Verzahnung" des Polystyrols mit den Filtermatten ein besserer Übergang von beweglicher Sohle zu fester Sohle hergestellt. Aus diesen Gründen wurde die gesamte Südflanke des Pagensandes einschließlich Leitdamm und, in nordwestl. Verlängerung des Dammes, die Unterwasserkante zur nördlichen Mündung der Pagensander Nebenelbe bis Steindeich befestigt. Alle über MThw liegenden Flußufer sind ebenfalls mit Matten ausgelegt, desgleichen der über Wasser liegende Teil des Schwarztonnensandes.

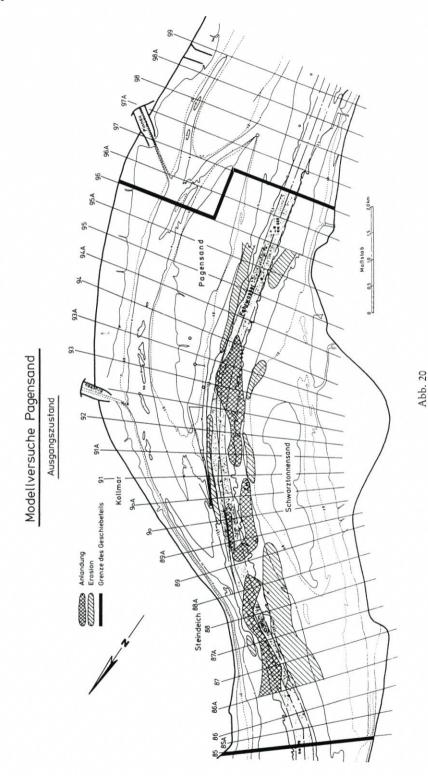
Die zum Betrieb und zur Kontrolle des Modells notwendigen Meßgeräte entsprechen denen, die auch bei Versuchen mit fester Sohle eingesetzt werden. Die Aufzeichnung der Polystyrol-Sohle vor bzw. nach den Versuchen erfolgte mit einem sogenannten Lichtfloß. Es mißt, auf der Wasseroberfläche schwimmend, die je nach Sohltiefe unterschiedliche Reflexion eines ausgesendeten Lichtstrahls und wandelt diese Information in elektrische Spannung um. Ein Drucker zeichnet das Sohlprofil auf. Meßmarken im Modell garantieren eine konkrete Zuordnung der gemessenen Tiefen.

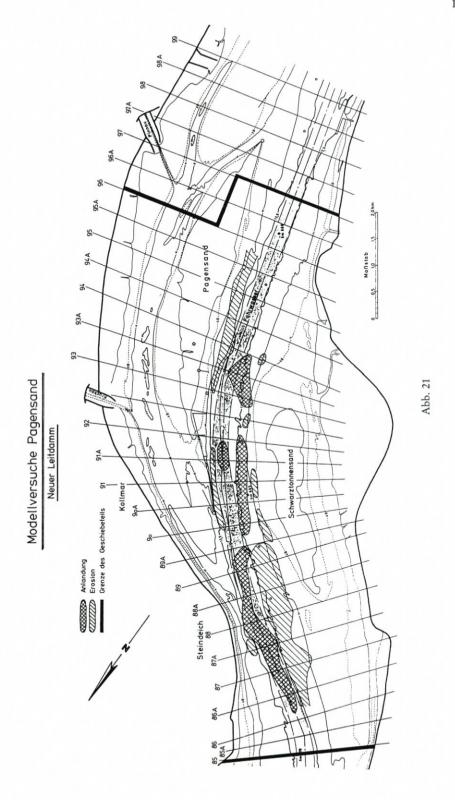
Aus Vorversuchen wurde eine Versuchsdauer von 200 Tiden ermittelt, d. h., nach diesem Zeitraum hatte sich eine annähernd "stabile" Sohlformation gebildet; die Höhenlage der Dünen blieb konstant. Die Tidedauer wurde zur Verminderung der Strömungsgeschwindigkeiten im Modell um den Faktor α = 1,25 gedehnt (Dietz/Ohlmeyer, 1986). Zur Ausbildung einer gewissen Grundrauhigkeit im Untersuchungsgebiet (Dünenbildung) wurden vor jedem Versuch 10 Vortiden gefahren. Die angegebenen Dünenhöhen sind im folgenden auf Naturwerte umgerechnet. Unter Berücksichtigung des Modellhöhenmaßstabs (1:100) und des Durchmessers der Polystyrolteilchen (0,7–2,4 m) muß eine Meßtoleranz von 1,0 m (Natur) eingeräumt werden.

3.5.1 Ausgangszustand

In den Untersuchungen mit beweglicher Sohle konnten die natürlichen Verhältnisse ausreichend genau nachgebildet werden. Die Lage der Riffelstrecken und der Gebiete mit glatter Sohlenausbildung stimmen im wesentlichen mit der Natur überein. Daraus läßt sich in erster Näherung schließen, daß die Strömungsverteilung im Untersuchungsgebiet im Modell mit der Natur vergleichbar ist. Die Materialbilanz des Modellabschnitts ist in etwa ausgeglichen. Die Geschiebemengen, die sich in den ober- und unterstromseitigen Auffanggräben nach Versuchsende befinden, sind im Verhältnis zu den bewegten Geschiebemengen im Modell minimal und bei beiden Varianten in etwa gleich groß.

Im Hauptstrom stellt sich schon nach kurzer Versuchsdauer eine ausgeprägte Riffelung der Sohle ein. Die Höhe der Dünen ist je nach Stromabschnitt verschieden. Vor Steindeich, etwa zwischen den Profilen 88 und 89a, liegen die maximalen Dünenhöhen bei ca. 4–7 m, in den anderen Bereichen, etwa in Höhe des Leitdammes oder weiter oberstrom bei Grauerort,





bei ca. 3,0 m. Die Dünenhöhe ist im Modell etwa 2fach überhöht, ein Wert, der auch bei anderen Modellversuchen der BAW-AK festgestellt wurde. Die Transportkörper erreichen bei Steindeich eine absolute Höhe im Modell von bis zu 12,0 m KN. In der Natur sind hier ebenfalls sehr hohe Formationen (Höhe bis zu 4 m) vorhanden, die teilweise mit den Kämmen bis an die Solltiefe von 13,5 m KN heranreichen.

Abb. 20 zeigt im Grundriß die aus den Querprofilen ermittelten wichtigsten Erosionsbzw. Anlandungszonen im Untersuchungsgebiet nach 200 Tiden sowie die Lage der Meßprofile.

Erosionszonen liegen vor allem am südlichen Rand der Fahrrinne in Höhe der Nordspitze Schwarztonnensand, etwa zwischen der 6-m- und 13,5-m-Linie sowie weiter oberstrom an der gleichen Uferseite bei den Profilen 91A und 93A zwischen der 0-m- und 6-m-Linie, weiter an der Südseite des Pagensandes am Leitdamm und auf der gleichen Seite etwa ab Profil 94. Bei den letztgenannten Bereichen handelt es sich weniger um eine Vertiefung des bestehenden Profils, als um ein seitliches Zurückweichen des Prallhanges in größeren Tiefen.

Auflandungszonen liegen überwiegend an der Nordflanke des Schwarztonnensandes zwischen den Profilen 89A und 93A von der 6-m- bis 13,5-m-Linie mit Schwerpunkt etwa bei der 11-m-Linie. Das südliche Ende der Anlandungszone erstreckt sich in Höhe der Profile 93, 93A unter Dünenbildung schräg in die Hauptrinne hinein, reicht aber nur mit den höchsten Kämmen an die Solltiefe von 13,5 m KN heran.

Bei der Anlandungszone weiter unterstrom vor Steindeich im Fahrwasser handelt es sich um keine echte Sohlerhöhung. Bedingt durch die Sohlaufzeichnung mit Querprofilen ist nicht auszuschließen, daß nur Dünenkämme bzw. nur Dünentäler aufgezeichnet werden. Die von Profil zu Profil stark schwankende Morphologie deutet in diesem Fall schon darauf hin. Die Auswertung von zusätzlichen Längsprofilen belegt, daß sich das Sohlniveau im betrachteten Bereich von Profil 86A–88A nicht signifikant verändert hat. Eine eventuelle quantitative Auswertung solcher Riffelstrecken ist aufgrund des großen Fehlers nicht sinnvoll.

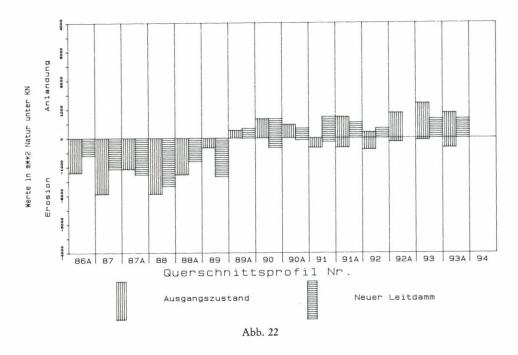
Die Sohlveränderungen entlang des südlichen Ufers der Fahrrinne sind weitgehend nicht oder nur schwach durch Riffelbildung beeinflußt, die Aufzeichnungsgenauigkeit ist daher ausreichend. Deshalb kann hier eine vergleichende quantitative Auswertung vorgenommen werden. In Abb. 22 sind die Querschnittsveränderungen in den einzelnen Meßprofilen für den Bereich des südlichen Fahrrinnenufers am Schwarztonnensand angegeben. Die Werte wurden durch Differenzbildung zwischen den Ordinaten der Querschnittskurven unter KN von der glatten Sohle (Versuchsbeginn) bzw. nach 200 Tiden (Versuchsende) erstellt. In den beiden Nebenelben (Pagensand, Schwarztonnensand) zeigt das Geschiebe aufgrund geringer Geschwindigkeiten in weiten Bereichen nur sehr geringe oder gar keine Reaktion in der vorgegebenen Versuchszeit. Lediglich in den Mündungsbereichen findet Materialtransport statt, teilweise jedoch nur während kurzer Tidephasen. Der gleiche Effekt ist auch in der Natur zu beobachten (Schwarztonnensander Nebenelbe). In der Pagensander Nebenelbe besteht der Untergrund in großen Bereichen aus Schlick.

In der Leitdammspitze zwischen Haupt- und Flügeldamm kolkt das Geschiebe mehrere Meter tief aus, das Material wird vom Flutstrom parallel zum Hauptdamm in Richtung Pagensand transportiert (Stromfächer). Dieser Kolk ist im Modell zu stark ausgebildet, ist aber auch in der Natur vorhanden und deutet auf große Strömungsgeschwindigkeiten hin.

Wie erwähnt, liegt vor der Nordspitze des Schwarztonnensandes am südlichen Rand der Fahrrinne ein Gebiet mit ausgeprägter Erosionstendenz. Da an der unterstromigen Grenze des Abschnitts mit beweglicher Sohle sich kaum Geschiebematerial ansammelt, kann nur der Flutstrom als Verursacher angesehen werden. Nach Beobachtungen im Modell wird dieses Material während der Flutstromdauer zu einem Teil am Nordhang des Schwarztonnensandes

MODELLVERSUCHE PAGENSAND

Materialbilanz fuer die Profile 86A-94 am Fahrwasser Schwarztonnensand



entlang bis zum Kurvenausgang (Profile 93, 94) transportiert, wo es sich ablagert. Der Ebbstrom nimmt Teilmengen dieses Materials wieder auf. Durch die zum Leeufer gerichtete Querströmung in der Fahrwasserkurve und vermutlich während des oben erwähnten Materialtransports bei Flut kommt es zu den beschriebenen Anlandungen am Nordhang des Schwarztonnensandes. Genaue Vergleiche mit der Sohlenentwicklung in der Natur sind hier leider kaum möglich, da am Schwarztonnensand in den letzten Jahren einige Veränderungen vorgenommen worden sind.

3.5.2 Zustand mit neuem Leitdamm

Es zeigt sich im Grundsatz die gleiche Morphologiestruktur wie im Ausgangszustand (Abb. 21). Die Lage des Riffelfeldes im Hauptstrom und die Höhe der Riffel sind im wesentlichen vergleichbar. Die Geschiebereaktion in den Nebenrinnen ist ebenfalls sehr gering. In den entsprechenden Modellbereichen, in denen eine Sohlbewegung stattfindet, treten gegenüber dem Ausgangszustand nur wenig Veränderungen ein. Eine Ausnahme ist das Gebiet zwischen altem und neuen Leitdamm sowie die nähere Umgebung der Inselspitze. Es findet hier keinerlei Sohlbewegung mehr statt. Eine Auskolkung am Schnittpunkt der beiden Leitdämme (nördliche Leitdammspitze) ist zwar noch vorhanden, jedoch wesentlich geringer.

Die Lage der Erosions- und Anlandungszonen ist ähnlich verteilt. Am Nordhang des Schwarztonnensandes treten geringere Erosionen bzw. Anlandungen auf (Abb. 22). Die Erosion im Profil 89 ist auf ein großes Riffelfeld am Rand der Riffelstrecke zurückzuführen.



Abb. 23: Versuch mit beweglicher Sohle, Blick nach unterstrom auf die Nordspitze Pagensand mit neuem Leitdamm

Im Ausgangszustand zu beobachtende Materialauskolkungen bei den Profilen 91 bis 93A zwischen der 0- und 6-m-Linie treten kaum auf. Die Auflandung bei den Profilen 91, 93A erstreckt sich nicht in die Hauptrinne hinein, sondern verbleibt mehr in Ufernähe.

Abb. 23 zeigt das Untersuchungsgebiet nach Versuchsende.

Die Wirkung des geplanten neuen Leitsystems auf die Strömungsverhältnisse im Stromspaltungsgebiet Pagensand/Schwarztonnensand ist als äußerst positiv zu bewerten. Das Leitwerk verursacht keine negativen Strömungsveränderungen im gesamten Untersuchungsgebiet.

Ausblick

Mit dem in Abb. 6 dargestellten Leitdammsystem "Pagensand Nord", das in enger Zusammenarbeit zwischen dem Wasser- und Schiffahrtsamt Hamburg und der Bundesanstalt für Wasserbau – Außenstelle Küste erarbeitet wurde, werden die sich über Jahrzehnte erstreckenden Regelungsmaßnahmen in diesem Streckenabschnitt ihren Abschluß finden.

Es ist zu erwarten, daß nach Fertigstellung des Leitdammsystems ein recht gutes Zusammenwirken zwischen Unterhaltungsbaggerungen und Regelungsbauwerken erreicht wird. Es ist beabsichtigt, dies durch hydraulische Messungen und Baggermengenentwicklungen zu dokumentieren.

Die Baumaßnahme wurde im Mai 1987 begonnen und wird nach einer Bauzeit von drei

Jahren 1989 abgeschlossen sein. Als technisch und wirtschaftlich günstigste Bauweise wurde ein Schüttsteinkörper gewählt, dessen Abdeckung im stark querüberströmten Bereich des Leitdammes auf 970 m Länge mit kolloidalem Zementmörtel verklammert wird.

Die Baukosten werden mit insgesamt 10 Mio. DM veranschlagt.

5. Schriftenverzeichnis

DIETZ, J. W. u. OHLMEYER, F.: Untersuchungen des Sedimenteintriebs in die Fahrrinne im Bereich WSA Cuxhaven. Allgemeines über Modellversuche mit radioaktiven Tracern (unveröffentlicht). BAW, 1986.

DIETZ, J. W. u. BERNDT, D.: Modellversuche Brammerbank/Rhinplatte (unveröffentlicht). Gutachten Nr. 181, 1982.

Flügge, G.: Gewässerkundliche Studie Elbe - Wassergütestelle Elbe, Hamburg, 1984.

Kobus, H.: Wasserbauliches Versuchswesen - Schriftenreihe des DVWK, H. 39, 1984.

Rohde, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schiffahrtsstraße. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 36, 1971.

Schätzler, J. Th. u. Meisel, K.: Stromregelungsarbeiten in der Unterelbe bei der Ostebank und bei Pagensand. Die Bautechnik, H. 27/28, 1937.

Der Jadebusen und seine Watten Verlandung des Jadebusens oder nur Ausgleich des Meeresspiegelanstieges?

Von GERT FREIS und ANDREAS DEMUTH

Zusammenfassung

Der Jadebusen mit seinen Watten gilt als eine in ihrer Entwicklung verhältnismäßig ungestörte Meeresbucht. Sie wird seit Beginn des Hafenbaus in Wilhelmshaven vor über 100 Jahren regelmäßig vermessen. Anhand umfangreichen Materials an Tiefenkarten werden für 15 Einzelflächen von jeweils 1 qkm Größe – das sind etwa 12 % des gesamten Watts im Jadebusen – Ganglinien der mittleren Oberflächenhöhen dargestellt und damit ein Verhältnis zum relativen säkularen Meeresspiegelanstieg veranschaulicht.

Summary

The Jadebusen and its mudflats are considered to have been relatively undisturbed in their development. Regular soundings of this area have been taken since construction of the Wilhelmshaven harbor began a century ago. The evaluation of numerous bathymetric charts has resulted in graphs of the average mud flat surface level over time for 15 one square kilometer areas. About 12% of the entire intertidal zone of the Jadebusen have been examined in this way, so that the development of the mudflats in relation to the rise in sea level can be determined.

Betrachtet man die Entwicklung eines Wattgebietes über eine Zeitspanne, etwa einen Ausschnitt von Jahrzehnten oder gar eines Jahrhunderts, dann haben während dieser Zeit sicher nicht fortwährend gleiche Umfeldbedingungen geherrscht. Durch ihren Einfluß werden Höhen- und Strukturveränderungen eines Watts erkennbar. Dieses Wechselspiel der Morphologie begleitet stets ein Watt vom ersten Auftauchen bei Niedrigwasser auf dem Weg der natürlichen Aufhöhung bis zur Deichreife, sei es mit oder ohne Eingriffe des Menschen. Es läßt ein Watt über lange Zeiträume in seiner Höhenlage variieren oder gar wieder in den Gezeiten untertauchen.

Die natürlichen Antriebskräfte dieses Wechselspiels sind mannigfaltig:

- ★ Meteorologische Einflüsse als Einzelereignisse,
- ★ jährlich periodische Einflüsse im Ablauf der Jahreszeiten
- ★ und mehrjährig wechselnde Einflüsse wahrscheinlich aus Verlagerungen der Strahlströme (jetstreams) in der Tropopause zwischen 10 und 20 km Höhe mit Veränderungen der Zugbahnen von Tiefdruckgebieten über Europa im bodennahen Wetter. Auswertungen von Langzeit-Meßreihen am Pegel Wilhelmshaven-Alter Vorhafen zeigen eine Häufung von Sturmflutereignissen über Jahre sowie mehrjährige Schwankungen des jährlichen mittleren Tidehochwassers um die Ausgleichsgrade des säkularen Meeresspiegelanstieges.

Die häufig wirksamsten Veränderungen der Wattenmorphologie liegen jedoch in den technischen Eingriffen des Menschen in natürliche Fließsysteme. Meßbare und sichtbare Auswirkungen sind hierdurch schon nach kurzen Beobachtungszeiten festzustellen. Ein Blick in das Jaderegime zeigt viele Beispiele, in denen die Anwendung der Technik Veränderungen von natürlichen Fließvorgängen in nahezu jedem Wattgebiet dieser Region verursachte.

Die seit etwa 1850 bereits durch Deichbaumaßnahmen landseitig festgelegten heutigen Watten im Jadebusen sind in ihrer Entwicklung durch natürliche Kräfte schon damals dem ersten technischen Eingriff "Deichbau" unterworfen gewesen. Weitere Landgewinnungsarbeiten wurden jedoch schon bald nach Gründung des Hafens Wilhelmshaven vor über 100 Jahren bis auf morphologisch wenig bedeutende Maßnahmen eingestellt. Man hatte erkannt, daß die Verringerung des Jadebusen-Volumens eine Schwächung des Spülstromes aus dem Tidegeschehen im Jadebusen und in der Innenjade bedeutete und damit eine Verflachung der Rinne – besonders im Jade-Ästuar – einsetzen würde.

Erhebliche morphologische Veränderungen im nahezu gesamten 160 qkm großen Jadebusen hat nach dem Bau der ersten Hafeneinfahrten und Anlagen im Tidebereich der zur Freispülung der damaligen Zufahrten gebaute Leitdamm bewirkt.

Dieser bogenförmig trassierte, nach Osten offene Damm reicht zwar nur bis an die NN-Höhe, konnte aber dennoch im Laufe von Jahrzehnten eine Ablenkung des Haupt-Flutstromes im Jadebusen, des Vareler Fahrwassers, um etwa 25° bewirken. Hierdurch wurden die ehemals fächerartig ein- und auslaufenden Gezeitenströme im Ostteil des Jadebusens in eine kreisförmige Bahn umgelenkt, so daß bei den vorherrschenden SW- und W-Winden – etwa ab Beaufort-Stärke 5 – vor Tidehochwasser auf der Ostseite der Enge zwischen Wilhelmshaven und Eckwarden ein Rückstrom in Ebberichtung einsetzt. Dieser Rückstrom durch die Ahne hebt sich durch seine bräunliche Färbung wegen der hohen Suspensionsfracht als Folge des starken Wellenganges auf den östlichen Wattflächen vom westlich noch einlaufenden Flutstrom im Vareler Fahrwasser deutlich ab. Dauerstrommessungen zeigen in der Ahne Reststromgrößen von mehreren Kilometern Länge je Tide.

Das für eine Beurteilung der morphologischen Veränderungen der Watten im Jadebusen vorhandene Kartenmaterial ist quantitativ ausreichend und seine Tiefendarstellungen – beurteilt anhand der äußersten Sorgfalt in der Ausführung der Karten und der dicht gefahrenen Peillinien – von guter Qualität.

Die Notwendigkeit der Anwendung besonderer Sorgfalt in der Überwachung der Größe des Jadebusen-Volumens lag in der bereits erwähnten Vorstellung der damaligen Hafenbauer begründet, die Tiefe der Zufahrtsrinnen im Jadeästuar und der Innenjade sei vom Umfang der sie durchströmenden Flut- und Ebbewassermengen abhängig. Diese Vorstellung von dem Vorhandensein und der Möglichkeit der Bewahrung eines natürlichen Gleichgewichts zwischen Spülstromgröße und der damals notwendigen Rinnentiefe von etwa 10 m unter Kartennull war ganz sicher richtig und gilt als Prinzip bekanntlich heute noch.

Für die Jade galt dieses Prinzip jedoch nur so lange als positiv, wie nicht durch baggertechnische Eingriffe zwischen den wandernden Platen im Jade-Ästuar und in einzelnen Bereichen der Innenjade eine für die Schiffahrt bestimmte Rinne mit weitaus größerer Tiefe hergestellt wurde, als sie dem erwähnten natürlichen Gleichgewicht entspricht.

Diese heute durchgehend kanalisierten Bereiche der Innen- und Außenjade weisen Einzeltiefen in Tälern von in der Fahrrinne natürlich gewachsenen Strombänken mit weit über 20 m unter Kartennull auf. Streckenweise wird die Fahrrinne von den – z.T. noch divergierenden – Gezeitenströmen schräg überflossen, so daß Spülströme in negativem Sinne aus fahrrinnennahen Gebieten in den Jahren 1960 bis 1985 große Mengen an Sedimenten in Bewegung setzten. Diese sammelten sich anschließend in der Fahrrinne als dem tiefsten Bereich, wo sie wieder zu baggern waren.

Die gesamte Baggermenge in der rd. 50 km langen Jade-Schiffahrtsrinne hat seit 1906 bis heute die Größe von über 300 Mio. cbm erreicht. Ein großer Teil hiervon wurde in die offene

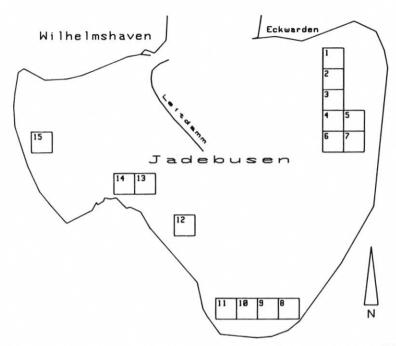


Abb. 1. Der Jadebusen mit den für die Watthöhenuntersuchung herangezogenen Einzelfeldern

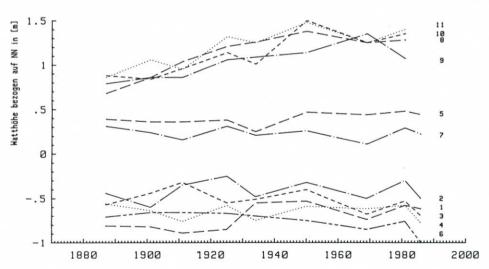


Abb. 2. Ganglinien der mittleren Watthöhen von 11 jeweils 1 qkm großen Untersuchungsfeldern im östlichen und südlichen Jadebusen

See verbracht, Teilmengen jedoch anfangs in fahrrinnennahen Seitenbereichen wieder abgesetzt. Nach Abschluß der natürlichen Anpassung der Seitenbereichsböschungen an die gebaggerte Fahrrinnentiefe, einschließlich Aufarbeitung älterer Deponien in Seitenbereichen, war zu erkennen, daß im Baggergut der Anteil mittlerer und groberer Kornfraktionen stetig



Abb. 3. Ganglinien der mittleren Watthöhen von 4 jeweils 1 qkm großen Untersuchungsfeldern im westl. und südwestl. Jadebusen

geringer wurde. Insbesondere werden im südlichen Bereich der Innenjade nördlich der Enge Wilhelmshaven-Eckwarden seit einigen Jahren in der Fahrrinne nur noch feinkörnige Sedimente gebaggert. Hierbei handelt es sich offenbar um mit den Gezeitenströmen eingewanderte Suspensionen auf ihrem Wege in die obere Jade, den Jadebusen.

Ein Zwischenlager ist dieser Fahrrinnenabschnitt ebenfalls für Schlicke, die bei anhaltenden Ostwinden mit größeren Absenkungen des Wasserstandes unter KN als Dichtestrom aus den Prielsystemen der Watten des Jadebusens in die 20 m tiefen Fahrwasserbereiche abfließen, wo sie gebaggert und anschließend in der offenen See verklappt werden. Dieser Verlagerungsvorgang war wiederholt an Vergleichen zwischen Wetterlage, Peil- und Baggerergebnissen erkennbar. Es ist anzunehmen, daß auf diese Weise dem Jadebusen ein wesentlicher Anteil des Schlicks entzogen wird.

Für die Betrachtung der Entwicklung der Watten im Jadebusen wurden aus den für die Volumenberechnung angefertigten Tiefenpunkteplänen aus den Jahren 1887, 1901, 1911, 1925, 1934, 1950, 1969, 1981 und 1986 Bereiche ausgewählt, die weder an besonders geschützten Stellen liegen (Nordwestecke des Jadebusens nach Schließung des Marien-Siels um 1950 oder die Nordostecke mit Landgewinnungsanlagen) noch im Zeitraum der Betrachtung von wechselnden Priellagen gekennzeichnet sind. Die jeweils aus 1 qkm großen Einzelflächen zusammengesetzten Untersuchungsbereiche sind in Abb. 1 dargestellt. Sie umfassen im östlichen und südlichen Teil des Jadebusens 11 qkm, im Westen und Südwesten insgesamt 4 qkm. Die untersuchten Bereiche befinden sich sowohl in Luvlage als auch in Lee zur Hauptwindrichtung, ein die Wattenmorphologie bestimmender Faktor.

Die Ergebnisse der untersuchten mittleren Watthöhenlage in den Einzelflächen im Verlauf der vergangenen 100 Jahre sind als Ganglinien in Abb. 2 und 3 aufgetragen.

Die Grafik Abb. 2 zeigt die Watthöhenentwicklung von 11 Einzelfeldern im Ost- und Südteil des Jadebusens. Die Felder 8 bis 11 im Süden sind im betrachteten Zeitraum eindeutig angewachsen. Ihre Höhenzunahme beträgt im Mittel 0,5 m. Sie dürfen für dieses Watt in der Höhenlage um NN +1,0 m als repräsentativ angesehen werden. Die Felder 1 bis 7 widerspiegeln die Entwicklung der mittleren und niedrigen Lage der Watten im Ostteil des Jadebusens. Hier ist keine eindeutige Veränderung seit 100 Jahren wahrzunehmen.

In der Grafik Abb. 3 ist die Entwicklung von vier Einzelfeldern aufgetragen. Feld 15 im westlichen Jadebusen ist im Betrachtungszeitraum im Mittel um 0,70 m aufgewachsen. Dieses Maß dürfte in dieser Größenordnung für den gesamten Westen gelten. Der Südwesten mit den Feldern 12–14 weist dagegen keine erkennbare Höhenveränderungen auf.

Zusammenfassend läßt sich nach Sichtung und Auswertung des zur Verfügung stehenden

Kartenmaterials feststellen, daß im Westen und in der Südspitze des Jadebusens eine natürliche Watterhöhung von 0,7 m bzw. 0,5 m stattgefunden hat. Hiermit ist also das Maß des säkularen relativen Meeresspiegelanstieges von rd. 25 cm in diesem Bereich erheblich überschritten, es ist darüber hinaus sogar ein starker Verlandungsprozeß zu erkennen. Der Osten und Südwesten zeigen dagegen im untersuchten Zeitraum von 100 Jahren keine nennenswerte Höhenveränderung.

Die sprunghaft unterschiedlichen Watthöhen, ausgedrückt durch den Verlauf der Ganglinien, können in der Qualität des jeweiligen Peilverfahrens begründet liegen. Aber auch Wetterlagen mit andauernden westlichen Starkwinden wurden als Ursache von spontanen Watthöhenveränderungen bis zu 0,3 m beobachtet.

Die Auswirkungen eines verstärkten Meeresspiegelanstiegs auf die Niederlande

Von J. G. DE RONDE und W. P. M. DE RUIJTER*

Zusammenfassung

Unter der Annahme eines Anstiegs des Wasserspiegels in der Nordsee um 5 Meter werden die Auswirkungen auf die hydrologischen Verhältnisse in den Niederlanden untersucht. Den Ausgang der Untersuchungen bilden entsprechende mathematische Modelle. Es werden wasserbautechnische Maßnahmen erörtert, um die Auswirkungen zu begrenzen und ggfs. zu kompensieren. Es handelt sich bei der Arbeit um die ins Deutsche übertragene Kurzfassung der Studie des Dienstes für Küstengewässer des Niederländischen Rijkswaterstaat mit dem Titel "Zeespiegelrijzing-Worstelen met wassend water" (Nota: GWAO-86.002).

Summary

The consequences for the Netherlands of a 5 m rise in the North Sea mean sea level are described based on the results of numerical model investigations.

Hydrotechnical measures to limit or to compensate for the effects of the rising water level are discussed. The following treatese is a German translation of the summary report: "Zeespiegelrijzing – Worstelen met wassend water" (Nota: GWAO – 86.002) of the Rijkswaterstaat, in the Netherlands.

Inhalt

Vorwort	 			 124
1. Einleitung	 			 127
2. Die Veränderung der Wasserbewegung in der Nordsee	 			 128
2.1 Einleitung				
2.2 Veränderungen in der Gezeitenbewegung				
2.3 Veränderungen der Tidekurven bei Sturmfluten				
3. Veränderung des Salzgehalts in den niederländischen Ästuaren				
3.1 Einleitung				
3.2 Berechnungen und Randbedingungen				
3.3 Ergebnisse				
4. Geohydrologische Folgen	 			 138
4.1 Einleitung	 			 138
4.2 Kwel				
4.3 Süßwasservorrat				
5. Veränderungen der Wellen und des Seegangsklimas				
5.1 Einleitung	 			 144
5.2 Besprechung einiger Computerberechnungen	 			 145
6. Morphologische Folgen				

^{*} Am Zustandekommen dieser Untersuchung haben viele Mitarbeiter des Rijkswaterstaat mitgewirkt. Autoren bzw. Koautoren eines oder mehrerer Kapitel waren: J. P. Boon, B. J. E. ten Brink, A. van der Giessen, D. J. de Jong, V. N. de Jonge, L. H. M. Kohsiek, D. J. Kylstra, R. Misdorp, M. Pluim, J. H. de Reus, J. G. de Ronde, W. P. M. de Ruijter, W. Verbakel, J. A. Vogel, A. van der Wekken, J. Wiersma. – Die Schlußredaktion lag bei J. G. de Ronde und W. P. M. de Ruijter, wobei letztgenannter zugleich Projektleiter war.

	6.1 Einleitung
	6.2 Die "Geschlossene Küste"
	6.3 Ästuarische Systeme
	6.3.1 Allgemeines
	6.3.2 Das Wattenmeer
	6.3.3 Das Deltagebiet
7.	Folgen für die Umwelt
	7.1 Einleitung
	7.2 Folgen
	7.2.1 Folgen für die Gebiete mit verschiedenen Landschaftstypen
	7.2.2 Folgen für die Wasserqualität
	7.2.3 Auswirkungen von physischen Veränderungen
8.	Lösungen
	8.1 Offene Varianten
	8.1.1 Wattenmeer
	8.1.2 Geschlossene Küste
	8.1.3 Deltagebiet
	8.2 Geschlossene Varianten
	8.2.1 Wattenmeer
	8.2.2 Geschlossene Küste
	8.2.2 Geschlossene Küste
	0.2.3 Deltageblet

Vorwort:

Der Meeresspiegel ist zu allen Zeiten weltweit langzeitigen Schwankungen unterworfen. Besonders große Veränderungen erfährt er durch den Wechsel von Kälteperioden (Eiszeiten) – in denen ein großer Teil des auf der Erde vorhandenen Wassers in großen Eismassen gebunden ist – und Warmzeiten mit relativ kleinen Eiskappen an den Polen und einem starken Rückgang der Inlandgletscher. Während der letzten Eiszeit, der Weichseleiszeit, die ihren Höhepunkt vor etwa 25 000 Jahren hatte, lag der Meeresspiegel um mehr als 100 Meter tiefer als heute. Mit der allmählichen Erwärmung der Lufthülle und des Meeres stieg der Meeresspiegel an. Dieser Anstieg verlief bis etwa 7000 Jahre vor heute relativ steil und hat sich dann verlangsamt. Dabei ist es innerhalb der letzten 7000 Jahre immer wieder zu mehr oder weniger ausgeprägten Schwankungen gekommen, Wärmeperioden mit relativ hohem Meerespiegel wurden von kälteren Perioden – auch "kleine Eiszeiten" genannt – mit relativ niedrigem Meeresspiegel abgelöst. Da die Amplituden solcher Schwankungen des Meeresspiegels relativ klein sind, sie liegen im Bereich von 1 bis 2 Metern in Zeitabschnitten von 500 bis 1000 Jahren, treten sie nicht sehr augenfällig in Erscheinung und werden auch durch andere Effekte überlagert.

In der Gegenwart leben wir in einer Zeit steigenden Meeresspiegels. Allgemein wird angenommen, daß der "Mean Sea Level" (MSL) gegenwärtig etwa 15 cm im Jahrhundert ansteigt. Der an verschiedenen Küsten zu beobachtende Anstieg des Wasserstandes ist davon verschieden. Auf den Wasserstand an der Küste wirken sich auch meteorologische Effekte aus, die einen Windstau verursachen können. An den Tideküsten ist das Tnw häufig besonders stark durch die Topographie des Küstenvorfeldes beeinflußt, wobei auch anthropogene Einwirkungen eine Rolle spielen. Daher wird der Wasserstandsanstieg an der Küste der Deutschen Bucht meistens durch den Anstieg des MThw ausgedrückt und nicht durch die Veränderung des eher dem MSL entsprechenden MTmw. An der deutschen Nordseeküste wird seit langem ein Anstieg des MThw von 25 cm im Jahrhundert als durchschnittlicher Wert angenommen. Ein solcher mittlerer Anstieg ist zu erkennen, seit Küstenpegel in Deutschland beobachtet werden. Er ist natürlich nie geradlinig verlaufen sondern war mehr oder weniger starken kürzerperiodischen Schwankungen unterworfen, und er ist auch an den einzelnen

Orten unterschiedlich groß. Aus historischen Wasserstandsangaben, insbesondere aus Höhenangaben von Sturmflutscheiteln, läßt sich schließen, daß das MThw an der deutschen Nordseeküste wahrscheinlich schon seit der Mitte des 16. Jahrhunderts im Mittel um 25 cm im Jahrhundert angestiegen ist. Das MThw hätte demnach etwa während des Höhepunktes der letzten sogenannten kleinen Eiszeit etwa 1 Meter tiefer gelegen als heute. In den wärmeren Jahrhunderten davor lag es höher, so daß man ein Minimum in der ausgeglichenen Ganglinie des MThw in der Mitte des 16. Jahrhunderts und ein Maximum um die letzte Jahrtausendwende annehmen kann.

Große Bedeutung hat die Frage der künftigen Entwicklung des MThw an den Küsten. Im ersten Quartal des 20. Jahrhunderts war eine Verflachung der ausgeglichenen Ganglinie des MThw zu erkennen, die sich bis in die 60er Jahre fortsetzte. Man konnte daher die vorsichtige Hoffnung hegen, daß langfristig ein Rückgang der Wasserstände an der Küste erfolgen würde, der der Beginn einer kleinen oder sogar einer großen Eiszeit hätte sein können. Seit der Mitte der 60er Jahre ist jedoch eine gegenläufige Entwicklung erkennbar, das MThw steigt wieder stärker an. Dieser Anstieg des MThw war stärker und vor allem länger anhaltend, als in der Zeit, aus der regelmäßige Pegelbeobachtungen vorliegen, bisher beobachtet worden ist. Trotz dieses stärkeren Anstiegs ist der mittlere Anstieg von 25 cm pro Jahrhundert für das bisher abgelaufene 20. Jahrhundert noch nicht überschritten, weil der Anstieg in den ersten Jahrzehnten unseres Jahrhunderts relativ gering war. Der zu erkennende stärkere Anstieg verpflichtet jedoch die Verantwortlichen zu einer erhöhten Wachsamkeit! Der stärkere Anstieg des MThw wird in den letzten Jahrzehnten durch ein Absinken des MTnw begleitet, so daß damit eine allgemeine Vergrößerung des MThb an der deutschen Nordseeküste zu verzeichnen ist. Während man das starke Absinken des MTnw in den Ästuaren und Tideflüssen zum großen Teil auf Ausbaumaßnahmen zurückführen kann, trifft diese Erklärung für die Wasserstände an der Küste nicht zu.

In den letzten Jahrzehnten wird von Klimatologen auf die Möglichkeit einer weltweiten Klimaänderung hingewiesen, die sich aus dem sogenannten Treibhaus- oder Greenhouseeffekt ergibt. Infolge des verstärkten Verbrauchs fossiler Energieträger, aber auch durch das Abbrennen tropischer Wälder ist der CO2-Gehalt der Atmosphäre stark angestiegen und steigt weiter an. Dazu kommt die Wirkung einer weiteren Verschmutzung der Atmosphäre z.B. durch Treibgase. Man erwartet dadurch innerhalb des nächsten Jahrhunderts eine mittlere Erwärmung der Atmosphäre um etwa 4°C, die natürlich einen Einfluß auf den Meeresspiegel haben wird infolge der Volumenvergrößerung durch steigende Wassertemperaturen oberflächennaher Schichten, des Abschmelzens von Festlandgletschern und eventuell durch das Abgleiten großer antarktischer Eismassen ins Meer. Eine genaue Voraussage der Klima- und Temperaturentwicklung ist z.Zt. nicht möglich, es gibt auch gegenteilige Ansichten über die künftige Klimaentwicklung. Endgültige Aussagen werden wohl frühestens in einigen Jahren gemacht werden können, wenn die Ergebnisse weltweiter Forschungsprojekte vorliegen. In der Zwischenzeit darf man aber nicht tatenlos abwarten. Von mehreren Forschergruppen sind Modellrechnungen ausgeführt worden, durch die ermittelt worden ist, wie sich eine Erwärmung der Atmosphäre auf den Anstieg des Meeresspiegels auswirken wird. Eine sehr detaillierte Untersuchung ist u.a. von der Umweltschutzbehörde der USA veranlaßt worden, deren Ergebnis 1984 veröffentlicht wurde (B. Titus u.a.: Greenhouseeffekt and Sea Level Rise - a Challange for this Generation; New York 1984). Je nach den für die einzelnen Berechnungen getroffenen Annahmen liegt der Anstieg des MSL zwischen 56 und 345 cm bis zum Jahr 2100. Der Anstieg des MThw an den Küsten dürfte in der Regel noch größer sein. Der Anstieg des MSL vollzieht sich nach den genannten Modellrechnungen in den ersten Jahrzehnten noch recht langsam, erst innerhalb der ersten Jahrzehnte nach der Jahrtausendwende erreicht der Anstieg gefährliche Ausmaße. Wie die Entwicklung danach weitergeht, bleibt völlig offen. Ein weiterer Meeresspiegelanstieg ist durchaus möglich. Sollte sich jedoch der Trend zu einer neuen "Großen Eiszeit" hin entwickeln, so wird sich dessen Auswirkung auf den Meeresspiegel gegen einen durch eine anthropogen beeinflußte Klimaentwicklung verursachten Wasserstandsanstieg durchsetzen. Dadurch wird es im Laufe der folgenden Jahrtausende wieder zu einem Absinken des Meeresspiegels in der Größenordnung von mehr als 100 Metern kommen können. Demgegenüber liegt der theoretisch maximale Meeresspiegelanstieg bei etwa 60 m, falls das gesamte Festlandeis der Erde schmelzen würde.

Vor dem Hintergrund der Ergebnisse der Modellrechnungen für einen künftigen Anstieg des Meeresspiegels gewinnt die o.a. an den Küstenpegeln beobachtete Entwicklung des MThw eine besondere Bedeutung. Es ist nicht auszuschließen, daß der in den letzten Jahrzehnten beobachtete verstärkte Anstieg des MThw bereits der Beginn der Entwicklung ist, die die erwähnten Modellrechnungen zeigen. Mit Sicherheit läßt sich das jedoch nicht sagen, es ist durchaus auch möglich, daß es in den nächsten Jahren wieder zu einem geringeren Ansteigen des MThw oder sogar zu einem Absinken kommt. Auf jeden Fall ist es geboten, die Entwicklungen genau zu beobachten und sich die Auswirkungen besonders ungünstiger Entwicklungen nebst den erforderlichen Gegenmaßnahmen rechtzeitig im voraus zu überlegen, um nicht von solchen Entwicklungen überrollt zu werden. Schon in dem o.a. Werk von Titus u.a. sind in mehreren Fallstudien die Auswirkungen eines verstärkten Meeresspiegelanstiegs für zwei Gebiete in den USA - das Gebiet von Charlestone im Staat South Carolina und Galvestone in Texas - untersucht worden. Eine entsprechende Studie wurde auch in den Niederlanden bearbeitet, deren gesamtes Staatsgebiet schon zum heutigen Meeresspiegel verhältnismäßig tief liegt. Diese Studie ist vom Dienst für Küstengewässer des Rijkswaterstaat erarbeitet worden und hat den Titel "ZEESPIEGELRIJZING-Worstelen met wassend water" - (Nota: GWAO-86.002). Die nachfolgende Arbeit ist eine ins Deutsche übertragene Kurzfassung dieser Studie. Dabei wird ein Anstieg des Wasserspiegels der Nordsee von 5 m innerhalb der nächsten 200 Jahre angenommen, ohne darauf einzugehen, ob eine solche Entwicklung realistisch ist oder nicht. Man hat bewußt eine derartig extreme Entwicklung angenommen, um die Tendenzen der Auswirkungen besser zu erkennen, als es bei einem geringeren, aber wahrscheinlicheren Ansteigen des Meeresspiegels möglich wäre.

Das KFKI, in dem alle Wasserbauverwaltungen des Bundes und der Küstenländer zusammenarbeiten, verfolgt die sich abzeichnende Möglichkeit der künftigen Wasserstandsentwicklung mit großem Interesse. Eine von ihr eingesetzte Projektgruppe hat mit einer genauen Analyse der Wasserstandsentwicklung an der deutschen Nord- und Ostseeküste begonnen. Der BMFT fördert Forschungsprojekte von Universitätsinstituten, in denen die Veränderung der Tide in der Nordsee und die Wasserstandsentwicklung an den deutschen Küsten bei steigendem Meeresspiegel untersucht werden sollen. Zudem beobachtet die genannte Projektgruppe die zu diesem Thema angestellten Überlegungen und Untersuchungen im Ausland. Auch in der Bundesrepublik Deutschland müssen in naher Zukunft noch intensivere Überlegungen angestellt werden, welche hydrologischen Auswirkungen durch einen in den nächsten Jahrzehnten sich verstärkenden Meeresspiegelanstieg in den verschiedenen Regionen des deutschen Küstengebiets zu erwarten sind. Daran anschließend muß untersucht werden, welche Konsequenzen - technische, wirtschaftliche und politische - sich aus solchen Änderungen der hydrologischen Verhältnisse ergeben. Für solche Überlegungen bleibt gegenwärtig noch ausreichend Zeit, da der Wasserstandsanstieg noch relativ langsam verläuft und die rechnerischen Reserven, die z.B. in der Bemessung der Küstenschutzwerke stecken, noch nicht aufgezehrt sind. Es ist aber auch nicht zu früh, derartige Überlegungen anzustellen, denn man muß schon in naher Zukunft Entscheidungen über Investitionen für

Maßnahmen treffen, die noch am Ende des nächsten Jahrhunderts funktionsfähig sein sollen. Daher hat das KFKI u.a. auch eine enge Zusammenarbeit mit den Niederlanden beschlossen, eine bilaterale Vereinbarung darüber wurde inzwischen getroffen. Sie sieht vor, sich gegenseitig über Forschungsvorhaben zu unterrichten, Daten auszutauschen und ggfs. gemeinsame Forschungsvorhaben zu betreiben. Mit der Veröffentlichung der folgenden Arbeit soll gezeigt werden, welche intensiven Überlegungen in den Niederlanden bereits angestellt wurden, um damit zu entsprechenden Untersuchungen in der Bundesrepublik Deutschland anzuregen.

Hans Rohde

1. Einleitung

Es bedarf keiner besonderen Erklärung, daß ein starker Meeresspiegelanstieg für ein Land wie die Niederlande viele große Probleme mit sich bringt. In der Literatur werden für den Meeresspiegelanstieg innerhalb der nächsten hundert Jahre Werte zwischen ungefähr zwanzig und zweihundert Zentimetern genannt. Um ein Gefühl für die Problematik zu bekommen, ist beschlossen worden, für die vorliegende erste Studie von einer sehr extremen Situation auszugehen, nämlich von einem Anstieg des Wasserspiegels der Nordsee von 5 Metern innerhalb der nächsten 200 Jahre. Weitere Gründe, die zur Ausarbeitung dieser Studie beitrugen, sind:

- Für den Fall, daß ein stärkerer Meeresspiegelanstieg als bisher sich weiterhin durchsetzen sollte, sind frühzeitige Informationen über potentielle Auswirkungen sowie Vorschläge für entsprechende Gegenmaßnahmen von größtem Interesse. Es ist daher notwendig, von Voraus-Annahmen auszugehen, weil Vorbereitung und Ausführung von umfassenden Maßnahmen mehrere Jahrzehnte in Anspruch nehmen.
- Falls große Eingriffe als notwendig erachtet werden sollten, müssen Maßnahmen, die über kurz oder lang getroffen werden müssen, um Auswirkungen eines nicht-anthropogen bewirkten Meeresspiegelanstiegs aufzufangen, in ihrer Gesamtheit eingeschätzt werden.

Im Hinblick auf die Relation zwischen dem Meeresspiegelanstieg und heutiger sowie künftiger Forschungen sind einige relativierende Anmerkungen angebracht: Zum ersten weichen die Prognosen über die künftige Meeresspiegelveränderung sehr voneinander ab. Ausgehend von den Annahmen, die den Prognosen zugrundeliegen, variieren die anthropogen bewirkten Meeresspiegelschwankungen in den kommenden Jahrhunderten zwischen einem geringen bis extremen Anstieg (letzterer beim Auftreten von Instabilität des sog. westantarktischen Eises). Das große Interesse, das bereits weltweit an Studien über Auswirkungen und Lösungsmöglichkeiten eines großen relativen Meeresspiegelanstiegs besteht, muß nicht dazu führen, daß ein Trendbruch, der zu einem derartig extremen Anstieg führt, als Axiom angesehen wird. Angesichts der zeitlichen Dimension des Problems muß ein wesentlicher Anteil der Forschungsanstrengungen auf die Untermauerung und Präzisierung der Prognose ausgerichtet sein. Ebenso ist es wichtig, welcher Anteil einer solchen Veränderung vom Menschen verursacht wird. Dies kann unter anderem dazu führen, daß ein extremer Meeresspiegelanstieg nicht als unabänderlich akzeptiert wird, sondern daß weltweit nach Gegenmaßnahmen gesucht wird.

In den Kapiteln 2 bis 7 wird versucht, eine Reihe verschiedener Auswirkungen aufzuführen. Dabei ist der Ausgangspunkt ein Anstieg des Meeresspiegels von 5 m in etwa 200 Jahren, wobei die Niederlande in der derzeitigen Größe erhalten bleiben sollen. Implizit wird dabei unterstellt, daß dafür notwendige Maßnahmen ergriffen worden sind. Kapitel 8 behandelt Lösungsmöglichkeiten, wobei Sicherheit und Erhalt des Landes garantiert werden, als auch Naturfunktionen von Landschaften, z.B. des Wattenmeeres, erhalten bleiben.

Obwohl in mehreren Kapiteln zwar genannt, wird den Folgen eines Meeresspiegelanstiegs für den Wasserhaushalt der Niederlande wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Das bedeutet nicht, daß das Problem von den Autoren verkannt wird. Die Aspekte des Wasserhaushalts sind unlängst in einer anderen Studie behandelt worden.

2. Die Veränderung der Wasserbewegung in der Nordsee

2.1 Einleitung

In diesem Kapitel wird der Frage nachgegangen, welche Auswirkungen ein um 5 m höherer Meeresspiegel auf die astronomische Gezeitenbewegung einerseits und andererseits auf den Wasserstandsverlauf während einer Sturmflut zur Folge hat. Die Untersuchungen dieser Auswirkungen wurden mit Hilfe des unlängst entwickelten Continental Shelf Model vorgenommen, einem zweidimensionalen Wasserbewegungsmodell der Nordsee und der kontinentalen Platte. Die äußeren Grenzen des Modells zeigt Abb. 2.1. Es wurde dabei angenommen, daß die Randbedingungen und die Bodenreibungskoeffizienten konstant bleiben.

2.2 Veränderungen in der Gezeitenbewegung

Größere Wassertiefen in der Nordsee (entlang der niederländischen Küste nimmt die Wassertiefe relativ stark zu) haben Einfluß auf die Fortpflanzung der Flutwelle in der Nordsee:

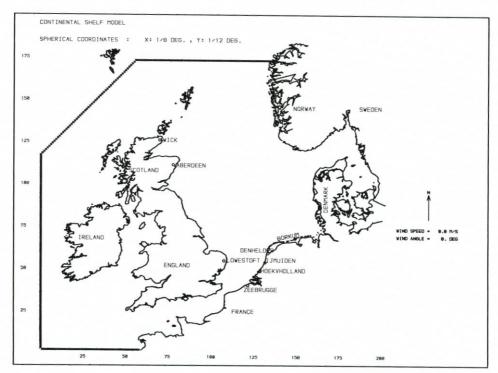


Abb. 2.1. Das Continental Shelf Model

- Die Flutwelle beschleunigt sich; daraus ergibt sich ein früheres Eintreffen.
- Die Amplituden der Gezeitenkomponenten steigen.
- Die amphidromischen Punkte werden verschoben. Durch diese Verschiebung steigen oder fallen die Amplituden an einem bestimmten Ort, je nachdem, ob der amphidromische Punkt weiter ab bzw. näher daran liegt.

Aus den Berechnungen mit dem Continental Shelf Model wird folgendes deutlich (Abb. 2.2):

- Schon bei Wick (Nordost-England) ist eine Veränderung der Gezeiten durch eine geringe zeitliche Verschiebung der Scheitelwerte und eine Zunahme des Tidehubs um 6 % festzustellen.
- In der südlichen Nordsee und entlang der niederländischen Küste treten die Scheitelwerte etwa 1 Stunde früher ein.
- Der Tidehub entlang der englischen Küste ab Aberdeen und entlang der belgischen und niederländischen Küste südlich von Scheveningen nimmt durchschnittlich um 15 % zu. Das mittlere Hochwasser steigt dabei um 1–2 Dezimeter.
- In der Höhe Den Helder nimmt der Tidehub um 14 % ab, während er an der niederländisch-deutschen Grenze bei Borkum wieder um etwa 20 % zunimmt.

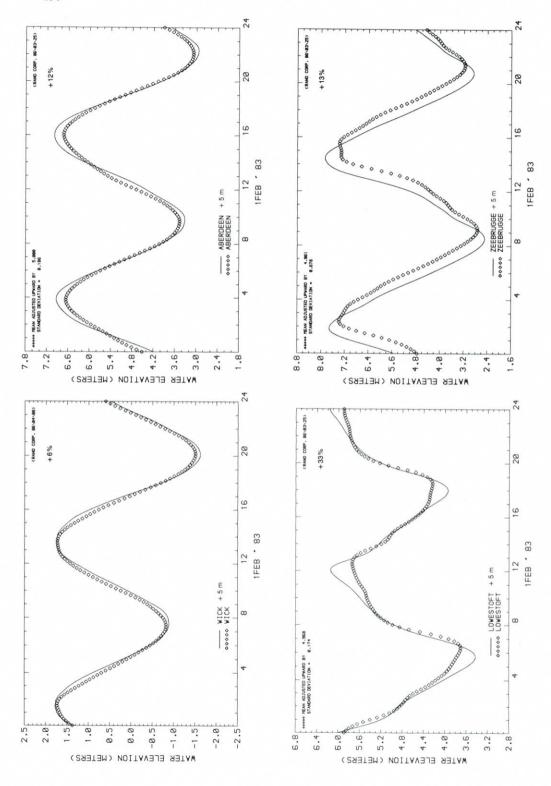
Abb. 2.3 verdeutlicht die Zunahme des Tidehubs in der südl. Nordsee, die sich überwiegend aus der Verschiebung der Amphidromie der halbtägigen Gezeiten ergibt. Abb. 2.4 zeigt deutlich die Verschiebung der Amphidromie in nordöstlicher Richtung, etwa in Richtung Den Helder, was die Abnahme des dortigen Tidehubs erklärt. Der Abstand zwischen IJmuiden und der Amphidromie bleibt ungefähr gleich, ebenso der Tidehub. Für die weiter südlich gelegenen Stationen nimmt die Entfernung zu und damit auch der Tidehub. Die Isophasenlinien in der Abb. 2.4 lassen die schnellere Fortpflanzung der Gezeiten an der niederländischen Küste erkennen.

In Abb. 2.5 wird die Verschiebung der Amphidromie der vierteltägigen Gezeitenkomponenten nach Norden deutlich, was steigende Amplituden entlang der südlichen und mittleren niederländischen Küste zur Folge hat. In Hoek van Holland und IJmuiden (Abb. 2.2) ist demzufolge eine deutliche Zunahme des Agger* festzustellen. Auch die Komponente der eintägigen Gezeiten zeigt einen geringen Anstieg der Amplitude.

Abschließend ist noch auf ein merkwürdiges Phänomen hinzuweisen, nämlich auf die Zunahme des Tidehubs in Lowestoft (33 %). Der Wasserstandsverlauf bei Lowestoft zeigt in der heutigen Situation einen ziemlich flachen Verlauf der Tidekurve im Bereich des Hochbzw. Niedrigwassers. In der +5-m-Situation verläuft die Tidekurve in den Scheitelbereichen dagegen sehr spitz. Möglich wäre folgende Erklärung:

In der heutigen Situation sind die halb- und vierteltägigen Gezeitenkomponenten in bezug aufeinander so in Phase, daß sie während Hoch- bzw. Niedrigwasser einander entgegenwirken. Dagegen sind sie in der +5-m-Situation zueinander verschoben, so daß sich ihre Wirkung besonders während des Hoch- bzw. Niedrigwassers addiert. Diese Erklärung kann auch als Möglichkeit für Hoek van Holland angesehen werden (Zunahme des Tidehubs um 21 %).

^{*} Agger: ziemlich starker, doch kurzzeitiger Anstieg des Meereswasserspiegels während der Ebbe; eine eigenartige Erscheinung in der Nähe von Hoek van Holland, vor allem in Springtiden.



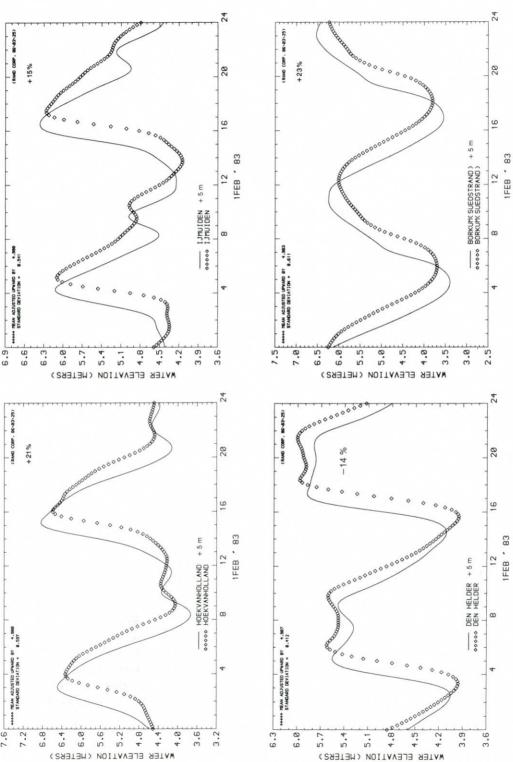
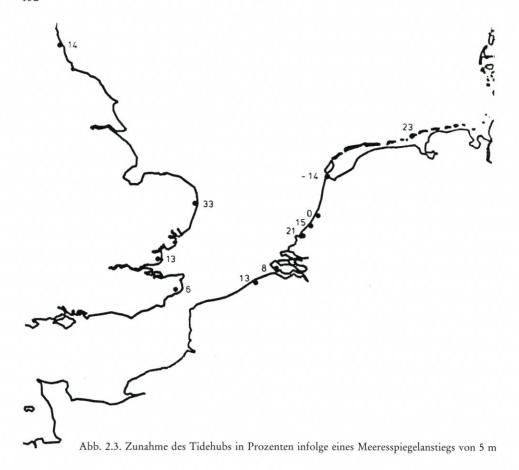


Abb. 2.2. Tidekurven für mehrere Orte an der Nordseeküste vor und nach einem Anstieg des Meeresspiegels von 5 m (5-m-Situation um 5 m abgesenkt dargestellt)



2.3 Veränderungen der Tidekurven bei Sturmfluten

Mit Hilfe des Continental Shelf Models ist die Sturmflut vom 1./2. Februar 1983 auf der Basis eines um 5 m höheren Meeresspiegels nachgerechnet worden. Bei keiner der untersuchten Stationen beträgt die Hochwassererhöhung in der +5-m-Situation mehr als einen halben Dezimeter gegenüber der heutigen Situation, in vielen Fällen liegen die Hochwasserscheitel sogar niedriger. Abb. 2.6 und 2.7 zeigen den Wasserstandsverlauf von Hoek van Holland und IJmuiden, wobei zum besseren Vergleich der Kurven in der +5-m-Situation die Null-Linie 5 m tiefer gelegt wurde. Das erste Sturmfluthochwasser bei Hoek van Holland steigt um 22 cm höher an als vergleichsweise am 1./2. Februar 1983, was jedoch größtenteils durch die Vergrößerung des Tidehubs und dem dadurch höheren astronomischen Hochwasser verursacht wird (etwa 17 cm nach Abb. 2.2). Der Hochwasseranstieg hat hier demzufolge nur etwa 5 cm zugenommen. Beim zweiten Sturmfluthochwasser bei Hoek van Holland ist der Hochwasseranstieg ungefähr um 4+17 = 21 cm niedriger. Sturmfluten verändern sich also kaum oder gar nicht.

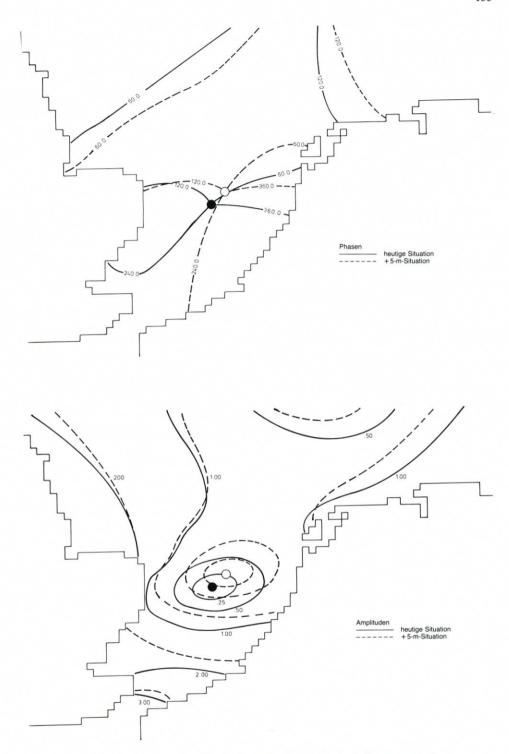
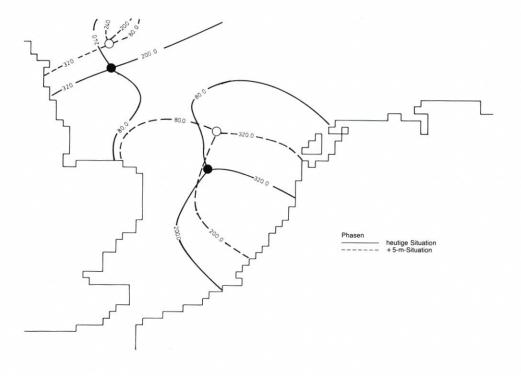


Abb. 2.4. Linien gleicher Phasen und gleicher Amplituden der halbtägigen Gezeiten



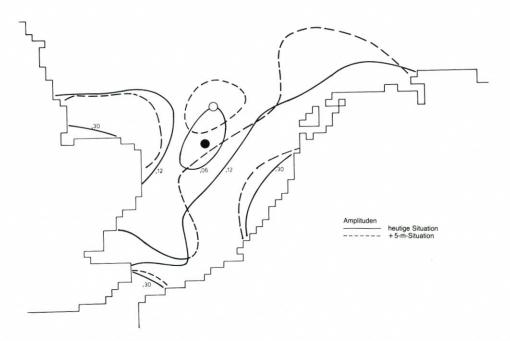


Abb. 2.5. Linien gleicher Phasen und Amplituden der vierteltägigen Gezeiten

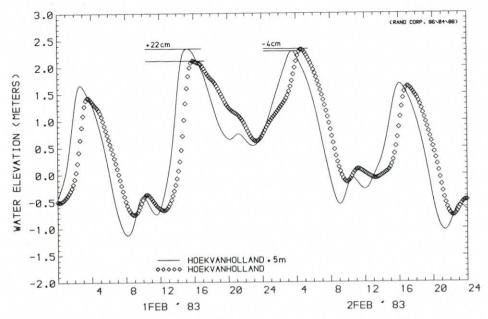


Abb. 2.6. Tidekurven der Sturmflut vom 1./2. Feb. 1983 für Hoek van Holland (+ 5-m-Situation um 5 m abgesenkt)

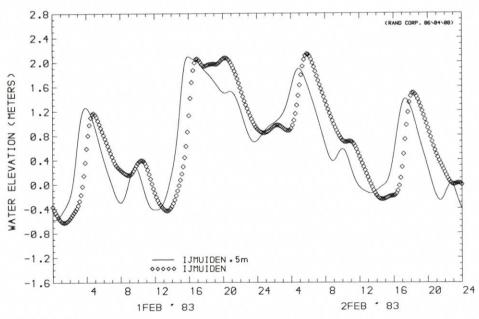


Abb. 2.7. Tidekurven der Sturmflut vom 1./2. Feb. 1983 für Ijmuiden (+ 5-m-Situation um 5 m abgesenkt)

3. Veränderung des Salzgehalts in den niederländischen Ästuaren

3.1 Einleitung

Ein Anstieg des mittleren Meeresspiegels hat für die Ästuare und Flüsse in erster Linie eine Zunahme der Wassertiefe zur Folge. Das bedeutet, daß die Gezeiten weiter landeinwärts vordringen. Das daraus resultierende Flutvolumen hat nicht ohne weiteres eine Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten zur Folge, da auch der Durchflußquerschnitt zunimmt. Die Turbulenz wird sich dann ebenfalls wenig verändern, so daß sich die Durchmischung, die für das Eindringen von Salzwasser gleichfalls von Bedeutung ist, wenig verändern wird. Meistens wird davon ausgegangen, daß der Dispersionskoeffizient als Folge der Gravitationszirkulation proportional dem Quadrat der Tiefe ist. Bei Zunahme der Tiefe nimmt demzufolge das Eindringen von Salzwasser schnell zu. Der Anstieg des mittleren Meeresspiegels bedeutet dann gleichfalls auch eine Erhöhung des Salzgehalts.

Stillschweigend wird davon ausgegangen, daß der Boden des Ästuars nicht gleichzeitig mit dem Meeresspiegel ansteigt. Im Hinblick auf den Sedimenttransport der Flüsse braucht diese Annahme keineswegs zutreffend zu sein. In der Extremsituation, in der der Sohlenanstieg mit dem Wasserspiegelanstieg Schritt hält, werden Tideablauf und Salzgehalt keinen Veränderungen unterliegen. Da der Tidehub bei Hoek van Holland zunimmt, wird dort der Salzgehalt sogar abnehmen. (In der heutigen Situation ist die Salzgehaltszunahme während der Springtide geringer als während der Nipptide.) Um eine Vorstellung von den möglichen Veränderungen des Salzgehalts zu gewinnen, wird unterstellt, daß die Sohle nicht gleichfalls steigt. Dazu sind einige Berechnungen durchgeführt worden.

3.2 Berechnungen und Randbedingungen

Bei den Berechnungen wurde ein 1D-advektives Diffusionsmodell verwendet. Es muß angemerkt werden, daß das angewandte Dispersionskonzept die heutigen Dichteverhältnisse gut beschreibt, daß jedoch unter gänzlich anderen Bedingungen das Konzept wahrscheinlich als unzureichend angesehen werden muß, so daß daher die Berechnungen nur indikativ sind.

Die Berechnungen sind mit zwei Randbedingungen in Hoek van Holland in Anlehnung an die Berechnungen mit dem Continental Shelf Model (Kap. 2) durchgeführt worden, und zwar für mittlere Meeresspiegel von 0 und 4,5 m. (Abweichend vom Ausgangspunkt ist ein Anstieg von 4,5 m gewählt, da die Geometrieschematisierung einen höheren Wasserstand nicht zugelassen hätte. Eine Anpassung der Schematisierung ist in der Kürze der gegebenen Zeit nicht möglich gewesen.)

Für den Rhein ist am Modellrand ein Abfluß von 1000 m³/s angenommen worden. Dieser Rheinabfluß wird durchschnittlich nur während 6 % eines Jahres unterschritten.

3.3 Ergebnisse

Einige Beispiele für den vertikalen Gezeitenverlauf finden sich in den Abb. 3.1 und 3.2. Die Veränderungen sind so, wie sie bereits in den Randbedingungen vorzufinden sind: Flußaufwärts nimmt der Einfluß eines Meeresspiegelanstiegs naturgemäß ab, bei Tiel (ungefähr 100 km von der Küste entfernt) zeigt sich aber immer noch ein Anstieg von 2,5 m (bei einem Meeresspiegelanstieg von 5 m würde er demzufolge ca. 3 m betragen). Es kann

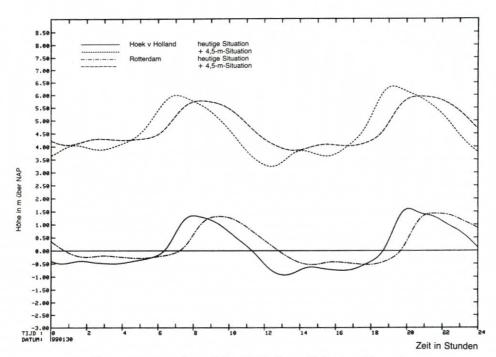


Abb. 3.1. Wasserstandsganglinien für Hoek van Holland und Rotterdam

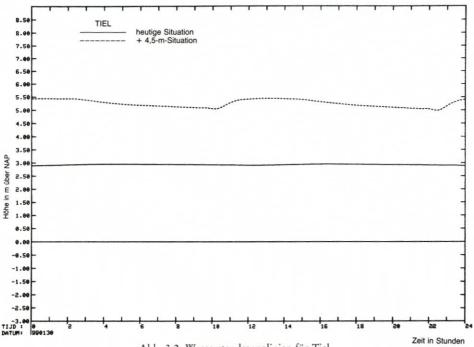


Abb. 3.2. Wasserstandsganglinien für Tiel

festgestellt werden, daß der Einfluß eines Meeresspiegelanstiegs bis in die Umgebung von Nijmegen (130 km von der Küste und 15 km von der deutschen Grenze entfernt) nachweisbar sein wird.

Abb. 3.3 zeigt die Ganglinien des Durchflusses im Nieuwe Waterweg in der Nähe von Hoek van Holland: Bei einer Vergrößerung des Durchflußquerschnitts um etwa 35 % nimmt der maximale Durchfluß bei Flutstrom um ca. 65 % zu, die Strömungsgeschwindigkeiten daher um etwa 30 %. Für den Salzgehalt bedeutet das

- eine Zunahme als Folge einer größeren Advektion,
- eine Zunahme als Folge der Gravitationszirkulation (größere Tiefe),
- eine Abnahme als Folge der Vermischung unter Einfluß größerer Strömungsgeschwindigkeiten.

Das Resultat wird in Abb. 3.4 verdeutlicht. Es ist der maximale Salzgehalt (Chloridkonzentration) innerhalb einer Tide über die Längserstreckung von Nieuwe Waterweg und Nieuwe Maas dargestellt. Abb. 3.5 zeigt entsprechend den minimalen Salzgehalt innerhalb einer Tide. Es ergibt sich daraus, daß an der Mündung der Hollandsche IJssel, über die die Süßwasserversorgung für die Mittel- und Westniederlande erfolgt, der Salzgehalt während der gesamten Tide größer wird als in der Gegenwart. Selbst an der Mündung des Lek nimmt der Salzgehalt während eines Teils der Tidedauer zu. Das Haringvliet bleibt gerade außerhalb der gefährlichen Zone. Die Ungenauigkeit der Resultate ist jedoch zu groß, um diese Behauptung mit Sicherheit aufrechtzuerhalten. In jedem Fall wird unter Sturmflutwirkung der Meereseinfluß im Haringvliet bemerkbar sein. Sowohl im Haringvliet als auch im Hollandsche Diep ist eine rückwärtige Versalzung zu erwarten (Abb. 3.6). Unter Berücksichtigung der langen Verweilzeiten im Hollandsche Diep und Haringvliet bei niedrigem Rheinabfluß werden beide nicht mehr als Süßwasserbecken bezeichnet werden können. Chloridkonzentrationen in Größenordnungen von 500 mg/l über einen längeren Zeitraum können nicht sicher ausgeschlossen werden.

4. Geohydrologische Folgen

4.1 Einleitung

Ein Meeresspiegelanstieg hat naturgemäß auch geohydrologische Folgen. In diesem Kapitel sollen die Auswirkungen auf die Grundwasserströmung behandelt werden. Besondere Aufmerksamkeit gilt den Veränderungen des "Kwel" mit hoher Salzkonzentration und den Süßwasservorräten unter den Dünen. Nachdrücklich muß darauf hingewiesen werden, daß es sich hier um Berechnungen mit nur indikativem Charakter handelt. Für eine genauere Bestimmung der geohydrologischen Folgen wären weitere detaillierte Studien auf der Grundlage der genauen regionalen Verhältnisse vonnöten.

4.2 Kwel

Unter Kwel versteht man den Grundwasseraustritt infolge eines Druckhöhenunterschieds zwischen einer freien Wasseroberfläche und einem Grundwasserkörper*. In einer ersten Einschätzung kann der Kwel von Salzwasser in relativ niedrig gelegenen Teilen der

^{*} Kwel entspricht etwa dem "Qualmwasser", das in DIN 4047 Teil 2, Entwurf Januar 1987, als Wasser definiert ist, das durch den Untergrund eines Deiches in eine Niederung eintritt.

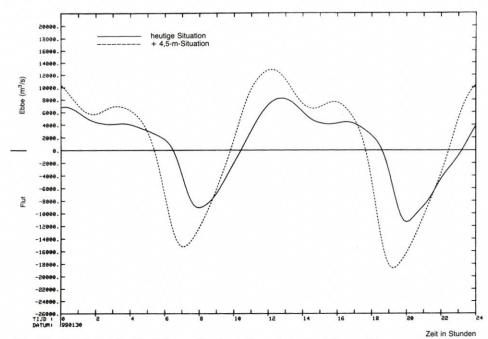


Abb. 3.3. Ganglinien des Durchflusses für einen Querschnitt des Nieuwe Waterweg bei Hoek van Holland

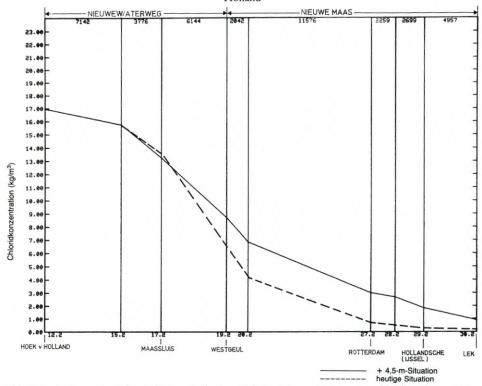


Abb. 3.4. Maximum des Salzgehalts innerhalb einer Tide im Nieuwe Waterweg und in der Nieuwe Maas

Niederlande in nicht allzu großer Entfernung zur Küste auch als proportional zu dem Unterschied zwischen dem Meeresspiegel und dem in einem Gebiet vorherrschenden Wasserstand angesehen werden. Daneben ist der Kwel umgekehrt proportional zu der Entfernung der untersuchten Region zur Küste. Weiter kann das horizontale Durchlaßvermögen (Trans-

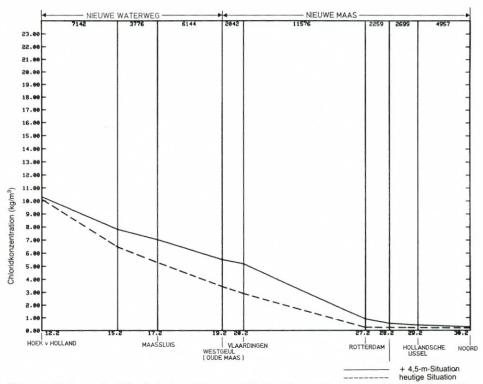


Abb. 3.5. Minimum des Salzgehalts innerhalb einer Tide im Nieuwe Waterweg und in der Nieuwe Maas

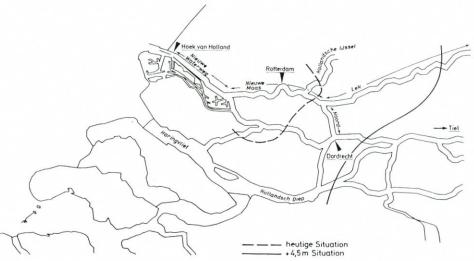


Abb. 3.6. Grenzen des Salzzutritts in das nördliche Deltabecken

missivität) des Untergrundes, das von dem Produkt der Durchlässigkeit und der repräsentativen Dicke des Durchflußprofils abhängt, eine bedeutende Rolle spielen. Daneben sind sicher auch das Vorkommen und die Dicke gering durchlässiger Schichten im Untergrund wichtige Faktoren, die bei Kwelberechnungen berücksichtigt werden müssen.

Von den o.a. Komponenten fällt bei einem erwarteten Meeresspiegelanstieg der Unterschied zwischen dem Meeresniveau und der Höhe des regionalen Wasserstands am deutlichsten ins Auge. Dieser Unterschied ist daher als Maßstab für eine erste globale Einschätzung der Auswirkungen eines Meeresspiegelanstiegs von 5 m auf den Kwel von Salzwasser zugrunde gelegt. In den niedrig gelegenen Gebieten der Niederlande mit einer Maifeldhöhe* zwischen 2 und 6 m unter NAP, wo momentan schon von einem substantiellen salzigen Kwel die Rede ist, wird die Intensität des Kwel von Salzwasser daher mit einem Faktor von 2 bis 3 zunehmen.

Abb. 4.1 gibt eine Übersicht der heutigen und der erwarteten zukünftigen Kwelsituation der Niederlande, bezogen auf die durchschnittlichen, von den Wasser- und Bodenverbänden ermittelten Werte. Bei verfeinerten Berechnungen sind bedeutende Abweichungen von den hier angegebenen Kwelwerten nicht ausgeschlossen. Deutlich wird daraus, daß z.Zt. in den Ijsselmeerpoldern, im Wieringermeer und in Amstelland sowie im Bereich Dordrecht der meiste salzige Kwel erscheint.

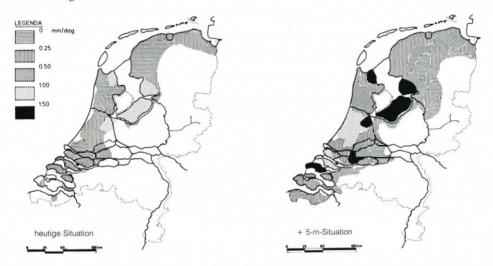


Abb. 4.1. Allgemeine Übersicht von der Kwelsituation in den Niederlanden

Aus Abb. 4.1 geht ferner hervor, daß sich bei einem Meeresspiegelanstieg von 5 m die östliche Grenze des niederländischen Kwelgebietes um ca. 25–30 km landeinwärts verlagert. In zahlreichen, bereits jetzt von salzigem Kwel heimgesuchten Gebieten wird die Intensität des Kwels bis auf mehr als 1,5 mm/Tag zunehmen. Für den größten Teil der Provinzen Nordund Südholland und ca. die Hälfte von Zeeland, Groningen und Friesland wird der Kwel in jedem Fall Werte von 0,5 mm/Tag überschreiten.

Das größte Problem im Zusammenhang mit der Kwelzunahme wird nicht so sehr die zusätzlich einströmende Wassermenge sein. Im Hinblick auf die bereits jetzt festzustellende

^{*} Maifeld = mähfähiges Grasland (vgl. Lüders u. Luck, Kleines Küstenlexikon). Hier allgemein für "Geländeoberfläche" verwendet.

durchschnittliche totale Wasserbelastung kann gewöhnlich nur von einer eher bescheidenen Zunahme gesprochen werden. Wenn einstweilen aber davon ausgegangen wird, daß der Chloridgehalt des Kwel keinen größeren Veränderungen unterliegt, muß in großen Teilen von West- und Nordniederland mit einer Verdoppelung oder Verdreifachung der Salzlast gerechnet werden. Aus einer Analyse der jetzt in den Niederlanden geltenden Beziehung zwischen der Salzlast und dem erforderlichen Zuwässerungsbedarf kann abgeleitet werden, daß diese zwei- bis dreimal so große Salzbelastung global einen 1,5mal so großen Bedarf an Zuwässerung mit sich bringt. Diese etwa 50 % zusätzliche Menge süßen Oberflächenwassers zugunsten der Durchspülung ist nötig, um den Salzgehalt des Oberflächenwassers in verschiedenen Poldern in akzeptableren Grenzen zu halten. Vornehmlich aus der Sicht der Landwirtschaft und der Gesundheitsfürsorge werden Forderungen an den höchstzulässigen Salzgehalt gestellt. So sind z.B. im Agrarsektor Treibhausgewächse wie Blumen und Gemüse sehr anfällig für Salzschäden. Da der Treibhausanbau für seine Wasserversorgung vom Oberflächenwasser abhängig ist, würde ein höherer Salzgehalt demzufolge einen großen Nachteil für diesen in ökonomischer Hinsicht wichtigen Zweig des Agrarsektors bedeuten.

Es stellt sich die Frage, ob derartige Mengen süßen Oberflächenwassers für die Durchspülung verfügbar sind, um die zusätzliche Salzlast in den Niederlanden unter allen Umständen bekämpfen zu können. Vornehmlich in trockenen Sommern wird das aufgrund des geringen Abflusses der Flüsse vermutlich ein großes Problem sein. Unter normalen Verhältnissen scheint jedoch einstweilen der zusätzliche Bedarf an Süßwasser gesichert werden zu können.

4.3 Süßwasservorrat

Die Auswirkungen eines Meeresspiegelanstiegs von 5 m auf den Süßwasservorrat unter den Dünen sollen anhand eines schematischen Beispiels erläutert werden, das die Situation unmittelbar nördlich von Scheveningen zeigt. Mit einem ca. zwei Kilometer breiten Dünenstreifen entspricht die Situation dort dem Mittel zwischen einer viel schmaleren Dünenkette wie z.B. bei Monster und einem weitaus umfangreicheren Dünengebiet, wie es bei Zandvoort vorzufinden ist. Da die Breite der Dünenkette einen bedeutenden Einfluß auf die Größe des Süßwasservorrates unter den Dünen hat, kann der Zustand bei Scheveningen als repräsentativ für niederländische Verhältnisse angesehen werden.

In Abb. 4.2 ist die Grundwassersituation unter den Dünen sowohl vor als auch nach einem Meeresspiegelanstieg dargestellt. Die in der heutigen Situation für die Berechnung symmetrisch angenommene Aufwölbung der Grundwasseroberfläche unter den Dünen ist abhängig vom Nettoniederschlagsüberschuß (Niederschlag minus aktueller Verdunstung), der Nettoinfiltrationsmenge (Infiltration minus Gewinnung), der Breite der Dünenkette, dem Durchlaßvermögen der obersten wasserführenden Schicht und dem Unterschied zwischen dem Meeresniveau und dem Polderpegel an der Landseite der Dünen. Durch Anwendung repräsentativer Werte bei vorgenannten Parametern wurde für die heutige Situation eine maximale Höhe der Grundwasseroberfläche von 2 m über NAP berechnet. Sie stimmt weitgehend mit Werten neueren Datums überein, die in diesem Dünengebiet ermittelt wurden. Ausgehend von einem Dichteunterschied von 25 kg/m3 zwischen Salz- und Süßwasser wird die angenommene Grenzfläche zwischen beiden Wassertypen schätzungsweise vierzigmal so tief unter NAP liegen wie die Höhe der Grundwasseroberfläche oberhalb NAP. Die maximale Tiefe der süßen bzw. salzigen Grenzfläche wird sich daher ca. 80 m unterhalb NAP befinden. Die berechneten Grenzen des Süßwasservorrates unter den Dünen sind für die heutige Situation im linken Teil von Abb. 4.2 graphisch dargestellt.

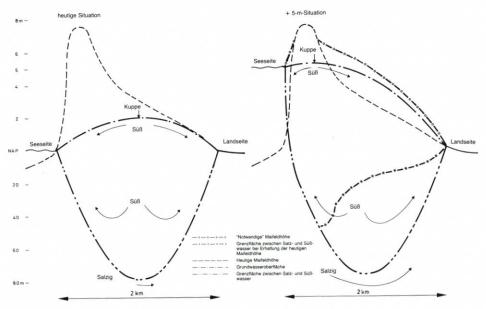


Abb. 4.2. Die Veränderung der Süßwasservorräte unter den Dünen

Bei einem Meeresspiegelanstieg von 5 m verändert sich die geohydrologische Situation drastisch. Die Grundwasseroberfläche wird dadurch ein Niveau erreichen, wie es im rechten Teil von Abb. 4.2 zu erkennen ist. Das setzt jedoch voraus, daß die Maifeldhöhe ausreichend hoch ist. Das kann vornehmlich auf dem landeinwärts gelegenen Teil des Dünenstreifens ein Problem sein. Falls die Maifeldhöhe dort nicht ausreichend ist, wird die Grundwasseroberfläche ihre potentielle Höhe nicht erreichen können. Im Zusammenhang damit wird auch die Tiefe der süßen bzw. salzigen Grenzfläche beträchtlich abnehmen. Es muß daher mit einer erheblichen Verkleinerung der Süßwasserglocke gerechnet werden. Bei der Lageberechnung der süßen bzw. salzigen Grenzfläche im Fall eines Meeresspiegelanstiegs wurde davon ausgegangen, daß die Salzwassersteighöhe linear von 5 m oberhalb NAP an der Küste zu NAP am Rande eines Polders hinter den Dünen abnimmt. Bei einer unzureichenden Maifeldhöhe im inneren Dünenstreifen wird die Grundwasseroberfläche dort an die Oberfläche treten, was zu Süßwasserkwel, Versumpfung, dem möglichen Entstehen von Dünenseen und einem Übergang zu feuchtigkeitsliebender Vegetation führen könnte.

Wenn die äußeren Dünen ausreichend hoch sind, um dem Meeresspiegelanstieg unbeschadet widerstehen zu können, und gleichfalls die in einigen Fällen notwendige Maifelderhöhung über einen Streifen von gut einem Kilometer landeinwärts durchgeführt wird, kann sich die Grundwasseroberfläche frei entwickeln. Die berechnete Lage der Grundwasseroberfläche in Abb. 4.2 basiert auf der Annahme, daß die evtl. notwendige Maifelderhöhung mit Füllmaterial durchgeführt wird, das hinsichtlich Durchlässigkeit usw. dieselben Eigenschaften wie der heutige Dünensand aufweist. Dank der freien Entwicklung der Grundwasseroberfläche kann nun auch die Süßwasserlinse ihre potentielle Tiefe erreichen. In diesem Fall ergibt sich aus den Berechnungen, daß der Süßwasservorrat unter den Dünen intakt bleiben kann.

Ebenso ist aus Abb. 4.2 abzuleiten, daß der Schwerpunkt der Süßwasserlinse sich in Richtung Küste verschieben wird. Namentlich die Kuppe der Grundwasseroberfläche wird sich küstenwärts verlagern. Das Ausmaß dieser Verschiebung der Lage des Maximums der Grundwasseroberfläche ist proportional zur Durchlässigkeit der obersten wasserführenden Schicht und zur Differenz zwischen dem Meeresniveau und dem Polderpegel an der Landseite der Dünen. Daneben besteht eine umgekehrte Proportionalität zur Breite der Dünenkette und dem Nettoniederschlags- und Infiltrationsüberschuß. Diese Erscheinung hat Konsequenzen für den Abfluß der Überschüsse, denn der Überschuß auf der rechten Seite der Kuppe wird hauptsächlich zur Landseite abgeführt werden. Durch diese Entwicklung wird das unmittelbar hinter den Dünen liegende Gebiet mit einer größeren Belastung durch aus der Linse strömendes Süßwasser konfrontiert werden. Gegen diesen lokal auftretenden Süßwasserkwel werden nötigenfalls Maßnahmen ergriffen werden müssen.

Die Verlagerung der Kuppe der Grundwasseroberfläche in Richtung Küste kann natürlich nicht unbeschränkt vonstatten gehen. Wenn die Kuppe mit der Küstenlinie zusammenfällt, ist möglicherweise ein kritischer Punkt erreicht. Das ist dann der Fall, wenn der Meeresspiegelanstieg global viermal größer wird als die heutige maximale Aufwölbung der Grundwasseroberfläche über NAP. Bei einem weiteren Meeresspiegelanstieg läuft die hydrologische Situation Gefahr, instabil zu werden, und die Süßwasserlinse wird bedroht. Ohne weitere kompensierende Maßnahmen (z.B. zusätzliche Infiltration süßen Oberflächenwassers) besteht die Gefahr, daß der Süßwasservorrat dann, auch unter Einfluß der in dieser Situation stark zunehmenden Strömung des süßen Kwel unter der Linse, drastisch abnehmen wird. Aus der Relation der Parameter, von denen diese Verschiebung des Maximums der Grundwasseroberfläche abhängig ist, kann abgeleitet werden, daß eine derartige kritische Situation zuerst bei schmalen Dünenstreifen auftreten wird, wo im Hinblick auf die Wassergewinnung wenig infiltriert und das Durchlaßvermögen relativ groß ist. Im dargestellten Beispiel, bezogen auf die Situation von Scheveningen, würde eine derartige kritische Situation erst bei einem sehr extremen Meeresspiegelanstieg von ca. 8 m in Erscheinung treten. Für Dünengebiete, wo als Folge spezifischer Umstände, die mit den o.a. Faktoren zusammenhängen, das Maximum der Grundwasseroberfläche in der heutigen Situation schon nicht viel höher liegt als etwa 1,25 m oberhalb NAP, würde ein Meeresspiegelanstieg von 5 m sich jedoch fatal auf den Süßwasservorrat auswirken. Schmale Dünenstreifen wie z.B. im Westen sind demzufolge im allgemeinen anfälliger.

Die globale Schlußfolgerung daraus lautet, daß der Süßwasservorrat unter den Dünen zwar durch einen Meeresspiegelanstieg von 5 m bedroht wird, aber durch Gegenmaßnahmen in den meisten Fällen geschützt werden kann. Neben rechtzeitiger Erhöhung und Verstärkung der Seedeiche sind in etlichen Fällen eine möglichst bedeutende Maifelderhöhung in der Breite von 1–2 km und/oder zusätzliche Infiltration süßen Oberflächenwassers erforderlich.

5. Veränderungen der Wellen und des Seegangsklimas

5.1 Einleitung

Bei den Berechnungen wurde von der Voraussetzung ausgegangen, daß das meteorologische Klima etwa gleich bleibt.

Folgende Testrechnungen wurden ausgeführt:

- 1. Wellenentwicklung unter Annahme eines schematisierten Nordseebodens
- 2. Wellenentwicklung auf der gesamten Nordsee während eines Orkans
- 3. Dünung
- 4. Veränderungen in der Wellenentwicklung an der Küste bei den Haringvlietschleusen Vorab eine Einschätzung der Auswirkungen, die auftreten werden: Für eine Wassertiefe

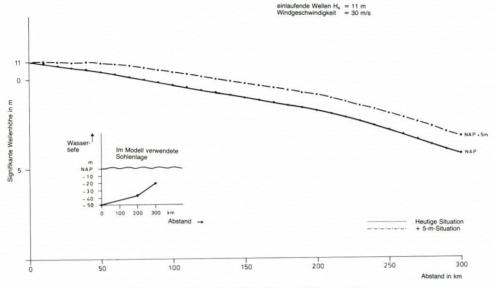


Abb. 5.1. Abnahme der Wellenhöhe in Richtung Küste

von mehr als 20 m gilt folgendes: Die größere Wassertiefe wird zur Folge haben, daß die Wellen weniger Bodenreibung haben, es sind also höhere Wellen zu erwarten. Auch die Dünung wird weiter vordringen. In der Nähe der Küste, bei einer Tiefe von weniger als 20 m, ist die Topographie sehr wichtig. Sandbänke vor der Küste, wie z.B. das Voordelta, werden dämpfend wirken. An Orten, an denen dies nicht der Fall ist, wird – in jedem Fall zu Beginn – die Wellenbewegung zunehmen. Der abgetragene Sand wird auf dem Vorstrand sedimentieren, wodurch die Wellenwirkung an der Wasserlinie wieder abnimmt. Letztendlich wird sich ein Gleichgewichtsprofil einstellen, zumindest wenn ausreichend Sand zur Verfügung steht. Außerhalb der Brecherzone wird das Wellenklima sicher rauher sein. Für Vorhersagen von Sedimentation und Erosion an der Küste ist es wichtig, neben dem durch Wellenwirkung induzierten Quertransport eine genaue Berechnung der Strömungen aufzustellen.

5.2 Besprechung einiger Computerberechnungen

- 1) Bei einer Sohle mit parallelen Tiefenlinien von 50 m unter NAP über einen Abstand von 200 km linear ansteigend bis 35 m unter NAP und weiter über 100 km bis 20 m unter NAP sind mit Hilfe einer Modellrechnung Wellenhöhe und Wellenperiode ermittelt worden. Dabei reduzierte sich die Wellenhöhe auf der Strecke von 300 km von 11 m auf 5,80 m (s. Abb. 5.1). Bei einer zusätzlichen Wassertiefe von 5 m nimmt die Wellenhöhe von 11 m nur auf 6,70 m ab. Das stimmt ziemlich überein mit Erfahrungen, die auf der Leuchtplattform Goeree gemacht worden sind. Von der Wellenhöhe bei der Ölplattform Aukfield bleiben bei Goeree nur ungefähr 50 % erhalten. Dieser Anteil würde in Zukunft 60 % betragen, die Wellenhöhen bei der Leuchtplattform Goeree nehmen also um 15–20 % zu.
- 2) Das sich noch in der Entwicklung befindende Modell wurde für die gesamte Nordsee angewandt, Ausgangspunkt war eine einlaufende Welle bei den Faröerinseln mit 15 m Wellenhöhe und einer Periode von 15 Sek. Es wurde ein konstanter Nordwind von 30 m/s

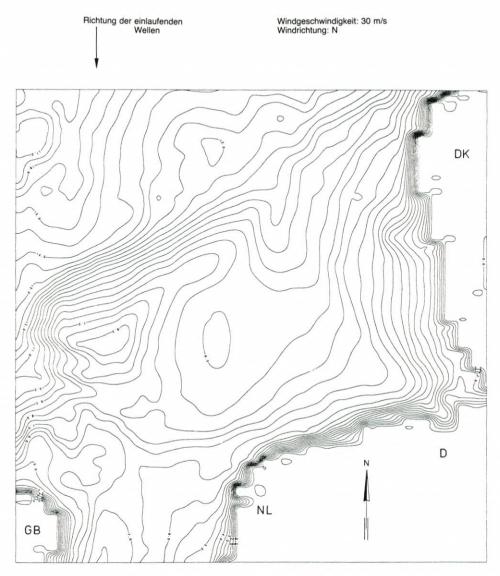


Abb. 5.2. Signifikante Wellenhöhe, heutige Situation

angenommen. Abb. 5.2 und 5.3 zeigen für einen Teil des berechneten Gebietes Isolinien der Wellenhöhe. Deutlich ist eine Abnahme der Wellenhöhe in der Nähe der Doggerbank zu erkennen. Die Übereinstimmung mit den Resultaten der schematisierten Topographie des Meeresbodens ist sehr deutlich.

3) Welche Konsequenzen hat ein Meeresspiegelanstieg von 5 m für das Anlaufen des Rotterdamer Hafens? Im Augenblick ist es nicht so, daß alle Schiffe zu jeder Zeit den Hafen erreichen können. Es wird über eine Zulassungsbeschränkung für große Schiffe gesprochen. Die Zulassungsbeschränkung basiert auf der Möglichkeit, daß ein Schiff in der Einfahrt aufläuft. Die Gefahr aufzulaufen wird durch die Wassertiefe und die vertikale Schiffsbewegung bestimmt. Es ist deutlich, daß durch eine größere Wassertiefe von 5 m die Gefahr

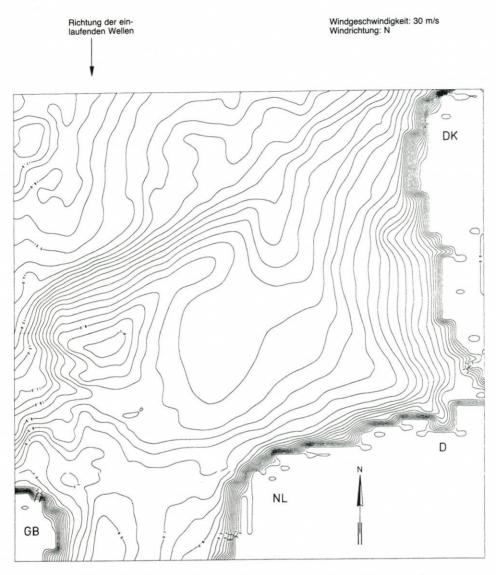


Abb. 5.3. Signifikante Wellenhöhe bei einem um 5 m höheren Meeresspiegel

festzulaufen verringert wird. Andererseits ist eine Vergrößerung der Wassertiefe mit einer ansehnlichen Vergrößerung der im Bereich der Eurogeul-Fahrrinne* erwarteten niederfrequenten Energie verbunden. Die Berechnung mit einem Modell zeigt, daß selbst in extremen Situationen die niederfrequente Energie um 80 % zunehmen kann. Die vertikalen Schiffsbewegungen werden vollständig bestimmt durch die niederfrequente Energie, und zwar derartig, daß eine Erhöhung der niederfrequenten Energie eine Vergrößerung der vertikalen Schiffsbewegung induziert.

^{*} Die Fahrrinne von See zum Europort, seewärts von Rotterdam, = seewärtiger Teil des Nieuwe Waterweg.

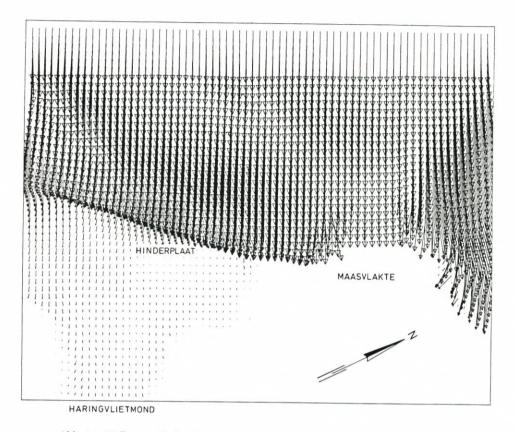


Abb. 5.4. Wellenenergie, heutige Situation. Wellenhöhe der einlaufenden Wellen 2,5 m

Zusammengefaßt bewirkt eine Wasserstandserhöhung indirekt größere vertikale Schiffsbewegungen, was dazu führt, daß die Gefahr festzulaufen, vergrößert wird. Andererseits reduziert die Wasserstandserhöhung die Gefahr des Festlaufens jedoch so stark, daß daraus geschlossen werden kann, daß das Anlaufen des Hafens von Rotterdam als Folge einer Wasserstandserhöhung von 5 m erleichtert wird.

4) Eine Anzahl Modellrechnungen sind für ein Gebiet seewärts der Haringvlietschleusen mit Nordwestwind von 15 m/s ausgeführt worden. Für die erste Berechnung (Abb. 5.4) wurden für die einlaufenden Wellen Wellenhöhen von 2,5 m angenommen, für die zweite (Abb. 5.5) Wellenhöhen von 3 m. Die dritte Berechnung (Abb. 5.6) erfolgte für einen um 5 m erhöhten Wasserstand und Wellenhöhen von 3 m. Die beiden letzten Berechnungen wurden durchgeführt, um die Bedeutung der Topographie zu erkennen. Steigt die Sohle mit an und verändert sich so nur die Wellenhöhe in tieferem Wasser (hier von 2,5 auf 3 m), wird die Wellenhöhe bei den Schleusen noch keinen Zentimeter höher: die Sandbank Hinderplaat schirmt alles ab. Bleibt dagegen die Sohle auf derselben Höhe, so daß allein eine Wasserstandserhöhung auftritt, verändert sich, selbst bei geringen Windveränderungen, die Wellenhöhe von 90 cm auf 2,10 m.

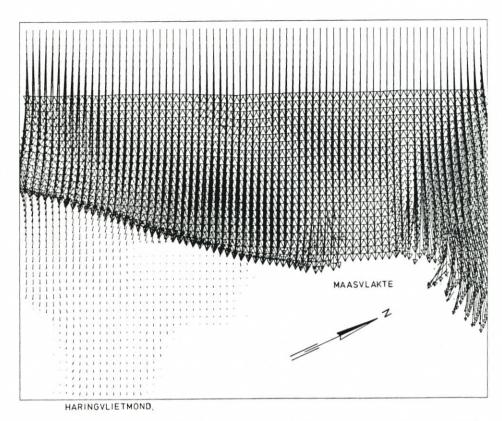


Abb. 5.5. Wellenenergie, heutige Situation (oder Meeresspiegelanstieg um 5 m und um 5 m erhöhter Meeresboden). Wellenhöhe der einlaufenden Wellen 3,0 m

6. Morphologische Folgen

6.1 Einleitung

In diesem Kapitel wird versucht, die morphologischen Folgen eines Meeresspiegelanstiegs von 5 m in 200 Jahren darzustellen, wobei davon ausgegangen wird, daß die Niederlande insgesamt (evtl. unter Ausschluß der westfriesischen Watteninseln) trocken gehalten werden. Dies ist als eine wahrscheinliche Lösung anzusehen. Außerdem wird davon ausgegangen, daß nach 200 Jahren der Meeresspiegel nicht weiter steigt.

Um die morphologischen Folgen des Meeresspiegelanstiegs darzustellen, werden die Niederlande in drei charakteristische Küstengebiete eingeteilt, nämlich:

- die sog. "Geschlossene Küste", das ist der Küstenstreifen zwischen Den Helder und Hoek van Holland,
- das Wattengebiet,
- das Deltagebiet.

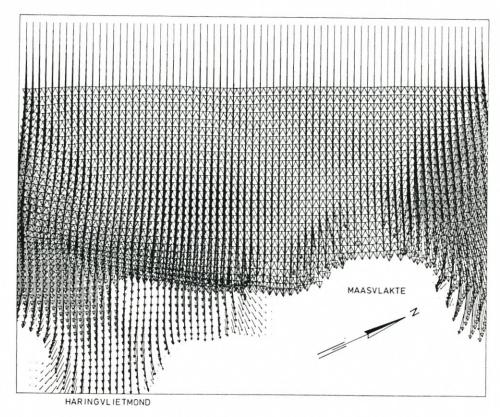


Abb. 5.6. Wellenenergie bei einem um 5 m angestiegenen Meeresspiegel, ohne Erhöhung des Meeresboden. Wellenhöhe der einlaufenden Wellen 3,0 m

6.2 Die "Geschlossene Küste"

Es wird angenommen, daß das heutige Küstenprofil ein Gleichgewichtsprofil ist. Für eine erste ungefähre Berechnung des Küstenrückgangs heißt das, daß sich die angegriffenen Dünen, der Gleichgewichtsneigung von global 1:60 folgend, landeinwärts verlagern (s. Abb. 6.1). Bei einem Meeresspiegelanstieg von 5 m würde dies also zu einem Rückgang der Küste von 300 m führen. Bei dieser einfachen Berechnung wurde von folgenden Annahmen ausgegangen:

- a) Der Dünenschutz muß global derselbe sein wie heute, d.h., die angegriffenen Dünen müssen wiederhergestellt werden, bis sie den Vorschriften des Delta-Gesetzes entsprechen (Instandhaltung des Profils oberhalb der Wasserlinie, so daß kein Durchbruch entsteht).
- b) Der Quertransportprozeß verändert sich nicht wesentlich. Berechnungen mit Hilfe eines mathematischen Modells zeigen, daß das Küstenprofil bis ca. 10 m Wassertiefe aktiv durch den Quertransport beeinflußt wird. Gleichzeitig zeigt sich, daß durch Quertransport keine Zufuhr von Sedimenten aus tieferem Wasser verursacht wird. Es besteht die Erwartung, daß bei steigendem Meeresspiegel eine gewisse Zunahme der Wellenhöhe keinen Einfluß auf die o.a. Verhältnisse hat.
 - c) Die Korngröße des Dünensandes, des Strandes und des Vorufers sind gleich. Kornun-

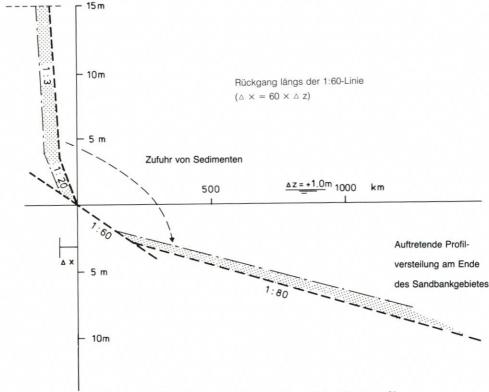


Abb. 6.1. Einfluß des Meeresspiegelanstiegs auf das Küstenprofil

tersuchungen entlang der "Geschlossenen Küste" haben gezeigt, daß der Dünensand im Durchschnitt 30 % feiner ist als der Sand am Strand. Aus der Analyse der jährlichen Küstenvermessung im Zusammenhang mit der Sandkornkonsistenz hat sich ergeben, daß bei einer Abnahme der Sandkorngröße von 30 % die Küstenneigung von ca. 1:60 bis ca. 1:80/100 abnimmt. Weil ständig ein Teil des Abbruchprofils mit Dünensand aufgefüllt werden soll, kann allgemein gesagt werden, daß die Annahme nicht ganz korrekt ist und daß als Folge hiervon der Küstenabtrag maximal bis zu 500 m zunehmen kann. Es muß noch angemerkt werden, daß die oben angeführte Schlußfolgerung auch stark abhängig sein wird von dem für den Dünenschutz benötigten Sand.

d) Es gibt keinen räumlichen Gradienten bei von Wellen und Gezeiten bewirkten Längsströmungen. Nach den heutigen Erkenntnissen, basierend auf der Analyse der jährlichen Küstenvermessung, kann gesagt werden, daß diese Annahme nicht richtig ist; die Küstenlinie von Scheveningen bis Bloemendaal (südlich von Ijmuiden) hat sich in den letzten 100 Jahren um 40 m vorverlagert, während von Egmond bis Den Helder (nördlich von Ijmuiden) die Küstenlinie um mehr als 150 m zurückgegangen ist. Zum großen Teil werden diese Veränderungen dem Gradienten der Längsströmung zugeschrieben. Aufgrund der Tatsache, daß der Sand auf dem Vorstrand feiner wird, kann die Größenordnung des Längstransportes auch zunehmen.

Im großen und ganzen bedeutet dies, daß der Küstenabtrag entlang der "geschlossenen Küste" auf der Basis dieses Prozesses zwischen 200 m und 550 m variieren kann.

Abschließend kann gesagt werden, daß der Küstenabtrag unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Annahmen zwischen 250 und 750 m bei einem Meeresspiegelanstieg von 5 m variiert. Zu dieser Aussage gehört das Bild eines allmählichen Abtrages und einer schwächer werdenden Strandneigung.

6.3 Ästuarische Systeme

6.3.1 Allgemeines

Die morphologische Entwicklung von ästuarischen Systemen als Folge eines Meeresspiegelanstiegs wird im wesentlichen bestimmt durch die Zu- oder Abnahme des Flutwasservolumens in Relation zur Zunahme der Querschnittsfläche der Hauptwasserläufe im Tidegebiet (z.B. Marsdiep).* Das Flutwasservolumen steht linear in Relation zum mittleren Durchfluß der Hauptwasserläufe bei Flutstrom. Der Durchfluß zeigt auf seine Weise eine eindeutige Relation mit der mittleren Querschnittsfläche der Hauptwasserläufe. Mit anderen Worten: Wenn beispielsweise das Flutwasservolumen abnimmt, wird direkt der Durchfluß abnehmen, und nach geraumer Zeit wird ebenfalls das Querprofil des Hauptwasserlaufs abnehmen. Wieviel Zeit die Anpassung der Querschnitte der Hauptwasserläufe benötigt, ist abhängig von der Sedimentzufuhr. Im Falle des angenommenen Meeresspiegelanstiegs sind folgende Situationen zu unterscheiden:

- Situation a)

Das Flutwasservolumen bleibt gleich. Diese Situation tritt ein, wenn in dem betreffenden System wenig oder keine während der Ebbe trockenfallenden Flächen (Zwischengezeitengebiete) liegen (inkl. Außengroden oder Vorland). Weil aber doch der Querschnitt des Hauptwasserlaufs zunimmt, werden der Durchfluß bei Flutstrom und damit die Strömungsgeschwindigkeit und die Transportkapazität abnehmen, so daß Sedimentation auftreten wird. Diese Sedimentation geht weiter, bis ein neues Gleichgewicht zwischen dem abgenommenen Durchfluß und dem Durchflußquerschnitt entstanden ist.

- Situation b)

Das Flutwasservolumen nimmt zu, aber die Zunahme ist prozentual gesehen kleiner als die Zunahme des mittleren Durchflußquerschnitts. Diese Situation ist qualitativ vergleichbar mit der Situation, die unter a) beschrieben ist. Quantitativ gesehen wird die Anpassung des Durchflußquerschnitts in Situation b) weniger groß sein.

- Situation c)

Das Flutwasservolumen nimmt zu; diese Zunahme ist größer als die Zunahme des mittleren Durchflußquerschnitts. Diese Situation kommt vor, wenn ausgedehnte Zwischengezeitengebiete in dem betreffenden Gebiet vorkommen. Ausgehend von der benötigten Zeit der morphologischen Anpassung wird beispielsweise bei jedem Meeresspiegelanstieg von 0,5 m die entsprechende Zone des Zwischengezeitengebietes nicht mehr trockenfallen, und das Flutwasservolumen nimmt zu, weil das Volumen, das für den Anstieg von 0,5 m durch Zwischengezeitengebiete eingenommen würde, jetzt durch ein gleich großes Wasservolumen eingenommen werden muß.

Durch die relativ größere Zunahme des Flutwasservolumens nehmen Durchfluß und damit Strömungsgeschwindigkeit und -kapazität zu. Mit anderen Worten: es tritt eine Erosion

^{*} Das Marsdiep ist das Seegat zwischen Texel und Den Helder.

in den Hauptwasserläufen auf, bis wieder zwischen den zugenommenen Durchflüssen und den Durchflußquerschnitten ein Gleichgewicht besteht. Die erodierten Sedimente werden sich teils auf dem Watt und teils auf Außensänden absetzen.

Bei der Beantwortung der Frage, wie die morphologische Entwicklung in den kommenden 200 Jahren sein wird, gelten als wichtige Probleme das Abschätzen der Veränderung des Flutwasservolumens in dieser Zeit und das Abschätzen des Ausmaßes, in dem die morphologische Anpassung an die Veränderungen des Flutwasservolumens erfolgt.

In bezug auf das erste Problem kann angemerkt werden:

- daß mit keiner oder nur mit einer geringen morphologischen Anpassung gerechnet werden kann, daß nach 100 Jahren (= 2 m Steigung) nahezu alle Zwischengezeitengebiete permanent unter Wasser stehen, so daß für die darauffolgenden 100 Jahre Situation a) zutrifft,
- daß die maximal vorhergesagte Zu- bzw. Abnahme des Tidehubs über 200 Jahre (10–20 %) relativ unwichtig zu sein scheint für die morphologische Entwicklung.

Im Hinblick auf das zweite Problem kann gesagt werden, daß, wie schon anfangs angemerkt worden ist, die Sedimentzufuhr maßgebend sein wird.

6.3.2 Das Wattenmeer (es wird nur der niederländische Teil berücksichtigt)

Ausgehend von der Annahme, daß das Wattenmeer nach einem Meeresspiegelanstieg nach 200 Jahren genauso vorhanden ist wie im Augenblick (identische Tiefenverteilung), kann eine Schätzung der insgesamt benötigten Menge an Sedimenten gegeben werden (s. Tab. 1), um eine vollständige morphologische Anpassung zu realisieren.

Auf der Basis von Meßergebnissen ist von 7 der 10 genannten Watteinzugsgebiete bekannt, wieviel Sediment unter den heutigen Umständen abgesetzt wird (s. Tab. 2; für Gebiete ohne Angaben wurde eine Schätzung gegeben; Abb. 6.2).

Bei dem heutigen Meeresspiegelanstieg von ca. 0,2 m/Jahrh. wird demnach zwischen 15 und 45·10⁶ m³/Jahr Sediment im niederländischen Teil des Wattenmeeres abgesetzt. Eine erste Schätzung in bezug auf den Zeitraum, in dem das Wattenmeer morphologisch angepaßt ist, kann jetzt durch die Annahme gegeben werden, daß die Geschwindigkeit der Sedimentation in gleicher Größenordnung bleibt, wie unter heutigen Umständen. Für das gesamte Watten-

 $10^{6}m^{3}$ 3.550 1. Seegat von Texel 780 2. Eyerlands Gat 3. Seegat von 't Vlie 3.350 4. Seegat von Ameland 1.550 5. Pinkegat 320 650 6. Friese Seegat 280 7. Eilanderbalg 700 8. Lauwers 9. Schild 200 10. Eems 2.600

Tab. 1. Benötigte Menge an Sedimenten pro Watteinzugsgebiet in 106m³

Gesamt: 14.000

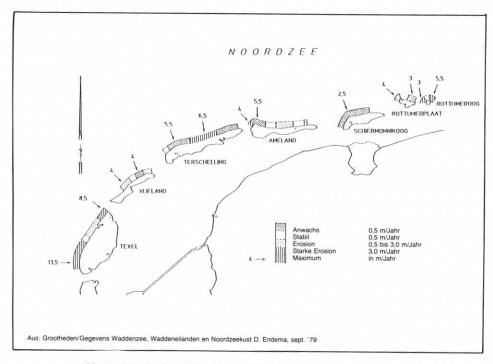


Abb. 6.2. Durchschnittlicher Vor- und Rückgang der Küste 1966 bis 1975

Tab. 2. Gegenwärtige Netto-Sedimentation pro Watteinzugsgebiet und Jahr

	$10^6 \text{m}^3 / \text{a}$	$10^6 \mathrm{m}^3/\mathrm{a}$
Seegat von Texel	+8	s= 4
Eyerlands Gat	0	s= 1
Seegat von't Vlie	+8	s = 3
Seegat von Ameland	+1	s = 1
Pinkegat	+0,2	s = 0,1
Friese Seegat	+2,2	s = 0.4
Eilanderbalg	+1,4	s = 0,1
Lauwers*	+2,5	s = 1,5
Schild*	+2,6	s = 0.2
Eems*	+6	s = 4
	29,5	s=15,3
* Schätzung s= Standardabweichung		

meer bedeutet das eine Anpassungsdauer, die zwischen 300 und 900 Jahren variiert, mit einem Durchschnitt von 600 Jahren.

Für eine genauere Bewertung dieser ersten Einschätzung ist es erforderlich, die Erwartung über den Verlauf des Flutwasservolumens und der Sedimentzufuhr in den kommenden 200 Jahren zu analysieren. Auf der Basis eines linearen Meeresspiegelanstiegs und der Größe der vorhandenen Zwischengezeitengebiete kann pro Gebiet eine Abschätzung der relativen

	Flutwasservolumen Zunahme in % nach:			Durchflußquerschnitt Zunahme in % nach:		Situation	
	10^6m^3	100 J	200 J	100 J	200 J	100 J	200 J
Seegat von Texel	1050	0	0	10	20	a	a
Eyerlands Gat	160	50	55	60	120	Ь	Ь
Seegat von't Vlie	880	25	30	25	50	25-	Ь
Seegat von Ameland	430	35	40	30	55	c	b
Pinkegat	100	35	40	170	340	b	b
Friese Seegat	200	35	40	60	120	Ь	Ь
Eilanderbalg	70	60	70	175	350	b	b
Lauwers	210	45	50	50	100	b	b
Schild	40	110	125	275	510	b	b
Eems	1000	15	20	20	35	b	b

Tab. 3. Zunahme des Flutwasservolumens und des Durchflußquerschnitts

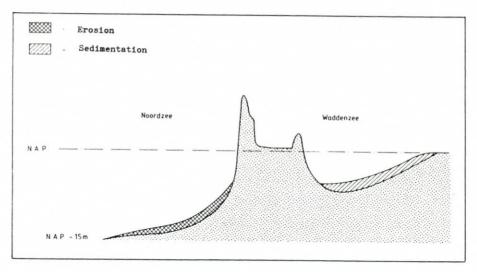
Zu- oder Abnahme des Flutwasservolumens hinsichtlich der Zunahme der Durchflußquerschnitte gegeben werden (Tab. 3).

Nahezu im gesamten Wattenmeergebiet nehmen, falls die Sedimentation vernachlässigt wird, sowohl das Flutwasservolumen als auch die Durchflußquerschnitte zu, wobei fast immer die Querschnitte schneller zunehmen als die Flutwasservolumen (Situation b). Mit anderen Worten tritt im gesamten Wattenmeergebiet Sedimentation auf, mit Ausnahme des Seegats von Ameland, wo während der ersten 100 Jahre Erosion vorkommen könnte. Es muß auch angemerkt werden, daß die Zunahme der Querschnitte relativ niedrig geschätzt ist, weil von der geringsten Breite ausgegangen worden ist. Wenn angenommen wird, daß Teile der heutigen höchsten Inselerhebungen (z.B. de Vliehors, de Boschplaat) im Laufe von 200 Jahren ganz oder teilweise unter Wasser stehen werden, dann wird deutlich sein, daß die Zunahme der Querschnitte viel größer sein wird.

In der heutigen Situation sedimentieren durchschnittlich 30·10⁶ m³/Jahr. Von nur 25 % dieser Menge ist die Quelle bekannt. Die wichtigsten bekannten Quellen sind die Küste von Nord-Holland, Texel und Vlieland und dazu ca. 2·10⁶ m³/Jahr Schlick aus der Nordsee (Abb. 6.3). Als mögliche Quellen können die Vorstrände von Nord-Holland und den Inseln, die Gebiete unmittelbar seewärts der Seegaten zwischen den Inseln und die Nordsee angesehen werden. Weil es momentan nicht möglich ist zu erklären, woher unter den heutigen Umständen das Sediment herkommt, wird als Annäherung folgende Hypothese aufgestellt:

Wenn die Herkunft von ca. 25 % der als Folge eines Meeresspiegelanstiegs benötigten Sedimente erklärt werden kann, dann wird angenommen, daß die übrigen 75 % aus unbekannten Quellen geliefert werden. Die insgesamt benötigte Sedimentmenge beträgt 14·10⁹ m³. Ausgehend von der derzeitigen Sedimentzufuhr von 30·10⁶ m³/J. kommt eine erste Berechnung zu einer Anpassungsdauer von 600 Jahren. In 200 Jahren bedeutet das eine erforderliche Menge von 4,6·10⁹ m³, wovon tatsächlich 1,2·10⁹ m³ (= ca. 25 %) aus den in Tab. 4 genannten Quellen geliefert werden kann. Zu der Tabelle muß erwähnt werden, daß sich die Watteninseln in große, parallel zur Küste liegende Sandbänke verwandelt haben, die sich landwärts verschieben (vergleichbar mit der heutigen Entwicklung des Vordeltas). Es kann nunmehr pro Gebiet angegeben werden, wieviele Jahre es dauert, bis das betreffende Gebiet mit der hydraulischen Situation wieder im morphologischen Gleichgewicht ist (Tab. 5).

^{*} Gleichgewicht zwischen der Zunahme des Flutwasservolumens und des Querschnitts



Aus: Zandaanwinning in de Waddenzee "Werkgroep I, Leeuwarden 1981"

Abb. 6.3. Sedimentation und Erosion an der westfriesischen Wattenmeerküste (schematisch)

Tab. 4. Sedimentquellen und deren Beitrag in 200 Jahren für das Wattenmeer

Watteninseln	$+600 \cdot 10^6 \mathrm{m}^3$	
"Ebb-tidal" delta's	$+150 \cdot 10^{6} \mathrm{m}^{3}$	
Nord-Holland	$+200 \cdot 10^{6} \mathrm{m}^{3}$	
Schlick	$+400 \cdot 10^6 \mathrm{m}^3$	
Aufschiebung der Watteninseln (200 m)	$+100 \cdot 10^6 \mathrm{m}^3$	
Anpassung der Küstenneigung	$-250 \cdot 10^6 \mathrm{m}^3$	
zusammen	+ 1,2·10 ⁹ m ³	

Tab. 5. Dauer der morphologischen Anpassung der Watten

Seegat von Texel	450 Jahre
Eyerlands Gat	1000 Jahre
Seegat von't Vlie	400 Jahre
Seegat von Ameland	1000 Jahre
Pinkegat	1000 Jahre
Friese Seegat	300 Jahre
Eilanderbalg	200 Jahre
Lauwers	300 Jahre
Schild	1000 Jahre
Eems	450 Jahre

Anmerkungen

– Solange die Herkunft von 75 % des sich im Wattenmeer absetzenden Sediments nicht erklärt werden kann, ist jede weitere Aussage über die Zukunft nur eine grobe Berechnung. Die wesentlichste Frage im Hinblick auf die aufgestellte Hypothese ist, ob die unbekannten Quellen im Laufe der Zeit erschöpft sein werden.

- Angesichts der Geschwindigkeit, unter der sich 75 % des Wattenmeergebietes anzupassen scheint, ist es wahrscheinlich, daß lokal relativ tiefgelegene Zwischengezeitengebiete bestehen bleiben. Diese liegen vorzugsweise in der Nähe von Deichen, Watthöhenscheiden und landwärts der zur Küste gelegenen parallelen Sandbänke.
- Nach 200 Jahren wird ein bedeutender Teil der noch übriggebliebenen morphologischen Anpassungen, in Anbetracht der gesamten Verfügbarkeit an Sedimenten durch eine landwärtige Verlagerung der ehemaligen Watteninseln, realisiert werden. Diese Verlagerung kann örtlich auf 2 bis 5 km ansteigen.
- Die erforderliche Netto-Sedimentation beträgt pro Jahr nur ca. 5 % des Brutto-Sedimenttransportes (z. B. beim Marsdiep ca. 7 % und bei der Emsmündung ca. 1 %). Das bedeutet, daß eine kleine Verschiebung des Brutto-Sedimenttransportes große Konsequenzen für die Netto-Sedimentation haben kann. Angenommen, daß bei einem Meeresspiegelanstieg dieser Prozentsatz 10 % beträgt, dann bedeutet das, daß in ca. 50 % des Wattenmeergebietes die morphologische Anpassung Schritt hält mit dem Meeresspiegelanstieg. Auf der Basis der relativen Zunahme der Durchflußquerschnitte in bezug auf das Flutwasservolumen ist eine Vergrößerung dieses Prozentsatzes wahrscheinlich. Auch hier gilt, daß jedoch eine ausreichende Sedimentzufuhr vorhanden sein und bleiben muß. Aus diesen Gründen wird vorläufig angenommen, daß sich das heutige Verhältnis zwischen der Netto-Sedimentation und dem Brutto-Sedimenttransport nicht ändert.

Resümierend kann festgestellt werden, daß große Teile (75 %) des Wattenmeeres innerhalb von 500 Jahren morphologisch an einen Meeresspiegelanstieg von 5 m angepaßt sind. Zu dieser Aussage gehört das Bild, daß die Watteninseln in große, zur Küste parallel liegende Sandbänke verwandelt worden sind, die sich lokal um einige Kilometer landwärts verlagert haben. Zwischengezeitengebiete werden sehr lokal – nahe den Deichen, in der Nähe von Watthöhenscheiden, landwärts der großen Sandbänke – bestehen bleiben.

6.3.3 Das Deltagebiet

Wenn im Deltagebiet wie im Wattengebiet von der Annahme ausgegangen wird, daß die Ooster- und Westerschelde nach einem Meeresspiegelanstieg von 5 m ebenso vorhanden sein werden wie heute (identische Tiefenverteilung), dann sind folgende Sedimentmengen dafür erforderlich:

Oosterschelde: 1750 · 10⁶ m³
 Westerschelde: 1500 · 10⁶ m³

Die Oosterschelde ist momentan noch ein Erosionsbecken, von dem erwartet wird, daß es nunmehr nach Fertigstellung des Sturmflutsperrwerks ein Sedimentationsbecken wird (Abnahme des Flutwasservolumens).

Sowohl die Zunahme des Flutwasservolumens als auch die Zunahme der Durchflußquerschnitte in 200 Jahren werden in der Oosterschelde und in der Westerschelde auf 25 % geschätzt. Im Gegensatz zum Wattenmeer bedeutet das, daß in jedem Fall in den ersten 100 Jahren beide Ästuare der Situation c) zuzurechnen sind. Die Zunahme des Flutwasservolumens wird vor allem in den ersten 100 Jahren stattfinden, wenn ein größerer Teil des Zwischengezeitengebietes definitiv unter Wasser steht, während die Zunahme der Durchflußquerschnitte sich im Prinzip über die gesamten 200 Jahre erstreckt. In der geschätzten Situation ist es jedoch wahrscheinlicher, daß ein Teil der Zunahme der Querschnitte in den ersten 100 Jahren durch Erosion realisiert wird, als Reaktion auf die Zunahme des Flutwasser-

volumens. Nach Ablauf von etwa 100 Jahren sind die Querschnitte der Hauptrinnen an die Zunahme des Flutwasservolumens angepaßt. Das Flutwasservolumen nimmt nicht mehr zu, aber die Fläche der Durchflußquerschnitte verzeichnet als Folge des Meeresspiegelanstiegs noch stets eine Zunahme. Von jenem Zeitpunkt an werden, bedingt durch die Sandzufuhr in den Rinnen und in den Zwischengezeitengebieten, Sedimente abgelagert. Es wird erwartet, daß während der angenommenen ersten 100 Jahre ein Teil des in den Rinnen erodierten Materials dem Aufbau der Zwischengezeitengebiete – besonders dem westlichen Teil – zugutekommt. Nach Abschluß des Volkerak nahm in wesentlichen Teilen der Oosterschelde der Durchfluß bei Flutstrom um 8 % zu, wodurch der Querschnitt der Hauptrinnen um ca. 6 % zunahm, während die Zwischengezeitengebiete an Höhe zunahmen (lokal 0,5 bis 1 m).

Wie oben bereits erwähnt, ist die Sandzufuhr in den Becken von untergeordneter Bedeutung. Für die Oosterschelde wie für die Westerschelde kann man sagen, daß sich die Größe des Netto-Sedimenttransportes in Zukunft in bezug auf die heutige Situation nicht ändert, weil das Verhältnis zwischen der Zunahme des Flutwasservolumens und dem Durchflußquerschnitt sich über 200 Jahre im Gleichgewicht hält. Falls dann angenommen wird, daß die Oosterschelde ein Ablagerungsbecken wird, kann auf der Basis des heutigen Sedimenttransportes berechnet werden, daß die Oosterschelde in morphologischer Hinsicht in 600 Jahren wieder angepaßt sein kann. Für die Westerschelde ist es momentan auf der Basis des bestehenden Materials schwierig, eine derartige Berechnung aufzustellen. Aus diesen Gründen wird eine Anpassungsdauer der Westerschelde vorläufig mit der der Oosterschelde gleichgestellt. Ebenso wie im Wattgebiet ist auch hier nicht ganz deutlich, woher das Sediment kommen muß.

Resümierend kann festgestellt werden, daß die Oosterschelde und Westerschelde in ungefähr 600 Jahren morphologisch an einen Meeresspiegelanstieg von 5 m angepaßt sein können. Zu dieser Aussage gehört das Bild, daß lokale Zwischengezeitengebiete in den westlichen Teilen der Ästuare während der ersten 100 Jahre bestehen bleiben werden, um dann doch, mit Ausnahme einiger bestimmter Orte, für einige Jahrhunderte vom Meer bedeckt zu sein.

7. Folgen für die Umwelt

7.1 Einleitung

Für die Behandlung der globalen Umweltfolgen eines Meeresspiegelanstiegs von 5 m kann die niederländische Küste wieder in drei charakteristische Teilgebiete gegliedert werden: Die geschlossene Küste, das Delta und das Wattenmeer. Der angenommene Anstieg des Meeresniveaus hat für alle Gebiete sowohl physische als auch chemische Folgen. Diese Veränderungen, die die neuen Rahmenbedingungen für das Ökosystem bilden, sind einerseits direkt bestimmend für die biologischen Veränderungen, aber andererseits haben die biologischen Prozesse auch selbst wieder Einfluß auf erstgenannte Veränderungen (z.B. Einfluß benthischer Algenmatten auf die Festlegung von Schlick).

7.2 Folgen

In Tabelle 6 ist schematisch eine qualitative Übersicht der zu erwartenden Veränderungen gegeben; diese werden unten im Zusammenhang mit den wesentlichen biologischen Konsequenzen bespröchen.

Tab. 6. Qualitative Folgen eines Meeresspiegelanstiegs von 5 m für Gebiete mit verschiedenen Landschaftstypen, für allgemeine Wasserqualität und Transportprozesse

	"Geschlossene Küste"	Wattenmeer	Deltagebiet	Flüsse	
Gebiet:					
Inseln	u		u	u	
Groden (Außendeichsland)	u	-	-	u	
Zwischengezeitengebiete	0	-	=	u	
Dünen	+	0	+	u	
Deichoberflächen	0/+1	0	++2	0	
Sommergroden und Wehlen im Flußgebiet	u	u	u		
Wasserqualität:					
Salzgehalt	0/+	+	+	0/+	
Trübe	_	-	-	0	
Temperatur	0	4		u	
Ammonium-Verbindungen					
und Microverschmutzungen	abhängig von den vorgeschriebenen Emissionsanforderung				
Transport:					
Strömung	0/+	$-/+^{3}$	-/+ ³	0/-	
Wellenenergie	0/+	0/+	0/+	0/+	

¹ + bei teilweisem Ersatz von Dünen durch Deiche

3 – in heutigen Rinnen, + über heutigen Platen bzw. Nivellierung heutiger Unterschiede

4 kleinere Amplitude

u unzutreffend

7.2.1 Folgen für die Gebiete mit verschiedenen Landschaftstypen

In Tabelle 6 ist von einer Dezimierung der heutigen Watteninseln ausgegangen. Lediglich Teile von hohen und starken Kernen bleiben übrig. Gedacht wird hierbei an hohe Dünenpartien auf den Inseln und an den Geschiebelehmrücken von Texel. Große Teile der Inseln (Polder, Groden und niedrige Dünen) gehen sicherlich verloren. Durch diese Inselrudimente bleiben auch an der Ostseite bestimmte geschützte Plätze bestehen, wodurch das charakteristische Bild des Wattenmilieus nicht vollständig verschwindet. Sehr wahrscheinlich ist, daß sich der östliche Teil des niederländischen Wattenmeeres in ein Gebiet mit weniger Zwischengezeitengebieten entwickelt. Das westliche Wattenmeer wird mehr den Charakter von einigen heutigen dänischen Fjorden bekommen, beispielsweise des Limfjordes.

Die Groden (Außendeichland, das nur bei extrem hohem Wasserstand überspült wird) sind durch eine reiche Vielfalt an salzliebenden höheren Pflanzen und Algen gekennzeichnet. Sie beherbergen eine artenreiche Fauna, wovon die Vögel am bedeutsamsten sind. Dieses einzigartige und relativ ungestörte, zum Meer gehörende Ökosystem geht bei einem zu erwartenden Meeresspiegelanstieg von 5 m größtenteils verloren.

Der Rückgang der Flächen von Zwischengezeitengebieten hat insbesondere ernste Folgen für viele Gruppen von Zugvögeln. Diese Vögel brüten im Sommer im Wattengebiet oder gar

^{2 ++} durch Ersatz der Oosterschelde durch schwere Deiche um Schouwen-Duiveland, Nord- und Süd-Beveland und Walcheren

im hohen Norden von Eurasien und überwintern in Mittel- und Südeuropa oder Westafrika, z.B. viele Stelzenläufer. Außer für Brutvögel ist das Wattengebiet auch für die durchziehenden Vogelarten sehr wichtig gerade in unseren Breiten, wo sie Nahrungsreserven für den zweiten Teil ihrer Flugstrecke sammeln können. Auch wird der Aufenthalt oft zum Mausern genutzt. Andere Vögel sind aufgrund ihrer Nahrung speziell abhängig von sehr seichten Stellen im Meer (z.B. Löffelreiher, Säbelschnäbler). Durch den Verlust des Wattengebietes werden die meisten dieser Vögel auch aus unseren Gebieten verschwinden. Es geht hier sicherlich um 15 bis 20 Arten.

Beim Dünengebiet der "geschlossenen Küste" wird davon ausgegangen (Tab. 6), daß es nicht durch Deiche ersetzt wird. Durch künstliche Erhöhungen und notwendige Verbreiterungen bleibt es mehr oder weniger bestehen. Das Deichareal nimmt nach Tab. 6 zu, besonders im Deltagebiet. Für die Flußlandschaft gilt schließlich, daß die für die Niederlande kennzeichnenden Außendeichgebiete und ein Teil der biologisch reichen Kolke (soweit sie außerhalb der Deiche liegen) permanent unter Wasser geraten.

7.2.2 Folgen für die Wasserqualität

Durch die zunehmende Wassertiefe nimmt die gesamte Wassermasse entlang der Küste zu. Wenn der Abfluß der Flüsse unverändert bleibt, ist ein Anstieg des Salzgehaltes zu erwarten. Durch Veränderungen der Wasserzirkulation können jedoch örtlich Verminderungen des durchschnittlichen Salzgehaltes entstehen.

Eine Verbesserung der Sauberkeit des Wassers führt zu einem verfrühten Beginn der Frühjahrsblüte der Algen, weil dieses ein spezielles, lichtinduziertes Phänomen ist. Dies kommt in der Wachstumsperiode auch den Larven von ökonomisch wichtigen Fischsorten zugute.

Durch die anfänglich auftretende Zunahme der Wassertiefe wird in den Ästuaren die Amplitude der Temperaturunterschiede geringer. Hierdurch wird die relativ schnelle Aufwärmung des Ästuarwassers im Vorfrühling ausbleiben. Das hat Wachstumsverzögerungen der sich in den Ästuaren entwickelnden Larven von (kaltblütigen) marinen Organismen zur Folge.

7.2.3 Auswirkungen von physischen Veränderungen

In der Zone der "geschlossenen Küste" werden sich durch eine mögliche Veränderung der Gezeitenamplitude die Strömungsgeschwindigkeiten verändern können. Veränderungen bei Bodenströmungen können bis zu Veränderungen in der Ausbreitung von Organismen führen, die bei ihrer Wanderung von Wasserströmungen abhängig sind.

Es bestehen verschiedene Arten von Organismen nebeneinander, weil einige Arten in den Prielen, andere auf den Platen ihre Nahrung suchen (z.B. Scharbe und Scholle). Im neuen System können beide Arten gegeneinander konkurrieren, weil die unterschiedlichen Lebensräume angesichts der zunehmenden Überflutung kleiner werden.

Die Wellentätigkeit wird durch eine Verminderung der Energiedissipation am Boden größer, vor allem auf den früheren Platen. Dies führt zu verstärktem Wellenangriff. Einige Ökosysteme sind überaus empfindlich gegen eine zu hohe Wellenenergie, z.B. Seegras.

8. Lösungen

Bei den im folgenden zu präsentierenden, möglichen Maßnahmen in Form von wasserbautechnischen Konstruktionen muß der Aspekt der Flexibilität im Vordergrund stehen. Es werden hier für die Teilgebiete die wahrscheinlichsten wasserbautechnischen Möglichkeiten genannt, um die Auswirkungen wie Küstenrückgang und Verlust an Zwischengezeitengebieten soweit wie möglich zu begrenzen und gegebenenfalls zu kompensieren. Es wird unterschieden zwischen den Möglichkeiten, ein Teilgebiet insgesamt oder teilweise vor dem Meeresspiegelanstieg und den daran gekoppelten Auswirkungen abzuschließen (also "offen" und "geschlossen").

81 Offene Varianten

8.1.1 Wattenmeer

Bei einem offenen Wattenmeer kommt man zu folgenden Maßnahmen:

- Erhöhung der Seedeiche Groningen, Friesland, Abschlußdeich, Kop van Noord-Holland und entsprechende Anpassung auf den Inseln;

- Förderung natürlicher Sedimentation mittels Faschinenlahnungen, künstlich aufgeschütteter Sanddämme usw.

– Wenn diese natürliche Sedimentation bei den Entwicklungen, die die Gleichgewichtsprofile erfordern, zurückbleibt, kann zu künstlicher Sandzufuhr übergegangen werden, um besonders mit dem hereinkommenden Flutstrom die Materialzufuhr zu vergrößern. Für eine bestmögliche Erhaltung der Gradienten in dem Biotop ist erwünscht, daß nicht allein grobes Material, sondern auch feiner Sand und Schlick zugeführt werden.

 Für die Erhaltung der Dünenketten (und eventuell der Platen) auf den Inseln muß grober Sand ergänzt werden (auf dem Vorstrand und insofern auch auf den Platen und Dünen).

8.1.2 Geschlossene Küste

Für die Erhaltung der Küstenlage kommen folgende Maßnahmen in Betracht:

- Ergänzen: Auf Vorstrand, Strand und soweit notwendig gegen Überschwemmung auf den Dünen, wird eine große Menge Sand aufgeschüttet oder aufgespült. Im Zusammenhang mit ökologischen Aspekten kann es notwendig sein, daß an bestimmten Teilen der Küste spezifisch kalkarmer oder kalkhaltiger Sand aufgebracht wird.
- Hängender Strand: Durch den Bau eines Steindamms auf dem Vorstrand parallel zur Küste kann ein sogenannter hängender Strand geschaffen werden. Durch Aufspülungen braucht dann nur der Teil zwischen der Dünenreihe und dem Steindamm ergänzt zu werden. Der Vorteil besteht darin, daß nicht der gesamte Fuß des neuen Gleichgewichtsprofils aufgefüllt werden muß;
- Tombolos: Mit Hilfe unterbrochener Dammschüttungen in einigem Abstand parallel von der Küste oder durch künstliche Inseln, in Kombination mit einer Sandauffüllung zwischen diesen und der alten Küstenlinie, können sogenannte Tombolos angelegt werden. Es kann so ein wattähnliches Milieu geschaffen werden;
- Deiche: Schließlich besteht die Möglichkeit, anstelle der heutigen Küstenlinie oder in einigem Abstand davon eine herkömmliche Deichkonstruktion anzulegen. Natürlich ist dies, was Flexibilität und Handhabung betrifft, die schlechteste Lösung.

8.1.3 Deltagebiet

Im Deltagebiet sind für die einzelnen Sub-Systeme folgende Aspekte zu beachten:

- Oosterschelde:
- Anpassen des Sturmflutsperrwerks und Erhöhung der Seedeiche sind notwendig;
- Maßnahmen zur Förderung der natürlichen Sedimentation sind zu treffen. Angesichts der relativ geringen Sedimentzufuhr werden diese Maßnahmen weniger effektiv sein als im Wattenmeer.
- Künstliche Sandzufuhr zur Beschleunigung der Sedimentation wird hier nur zum Teil möglich sein angesichts der Entfernung, die zwischen den Ergänzungs- und den Sandgewinnungsgebieten überbrückt werden muß.
- Zugunsten der Erhaltung der Gradienten in dem Biotop wäre eine Differenzierung des aufgespülten Materials wünschenswert.
- Um die genannten Prozesse besser steuern zu können und um damit restlichen Teilen eine größere Chance auf Lebensfähigkeit zu geben, kann es sich unter Umständen als notwendig erweisen, daß eine Aufteilung vorgenommen werden muß.
 - Westerschelde:
- Hierfür gilt in groben Zügen dasselbe wie für die Oosterschelde. Der hinzukommende Faktor ist hier die Schiffahrt, die durch die Zunahme der Wassertiefe keine Probleme haben wird und deshalb keine ergänzenden Maßnahmen erfordert.
 - Grevelingen/Haringvliet:
- Abgesehen von den hier vorhandenen Sperrwerken müssen die Schleusen angepaßt werden.
 - Europoort:
- Bei einem "offenen" Europoort wird die gesamte Hafeninfrastruktur an den neuen Wasserstand angepaßt werden müssen. Angesichts des Zeitraums, der hiermit in Relation der zur Abschreibung geleisteten Investitionen verbunden ist, wird erwartet, daß dies allmählich und ohne allzuviel Kapitalverlust passieren kann. Ein hinzukommendes Probme ist, daß der erhöhte Wasserstand nicht allein bis zum Europoort begrenzt bleibt, sondern sich landeinwärts erstrecken wird (siehe Kapitel 3). Über Deicherhöhungen und wasserbautechnischen Konstruktionen wird dies kompensiert werden müssen.
- Die Zugänglichkeit von Europoort wird mit dem Anstieg des Meeresspiegels zunehmen. Hierfür sind keine ergänzenden Maßnahmen notwendig.

8.2 Geschlossene Varianten

8.2.1 Wattenmeer

Im Fall eines völlig abgeschlossenen Wattenmeeres mittels eines Ringdeichs wird die Gesamtheit der heutigen Naturwerte verschwinden. Abhängig von der Wahl süß oder salzig kann im letzten Fall an eine Veränderung zum salzigen Milieu hin gedacht werden, wie es z.Zt. in Grevelingen angetroffen wird. Ein Vorteil dieser unflexiblen Lösung besteht darin, daß technisch gesehen die Zielsetzung "Sicherheit" schnell erreicht werden kann.

8.2.2 Geschlossene Küste

Hierfür wird auf Lösungen verwiesen, die bereits bei den offenen Varianten zur Sprache gekommen sind.

8.2.3 Deltagebiet

- Osterschelde:
- Bei einer geschlossenen Oosterschelde wird im günstigsten Fall mit dem nötigen Eingreifen ein Milieutyp wie der von Grevelingen geschaffen werden können.
 - Eine Deicherhöhung über die gesamte Becken-Trasse ist nicht nötig.
 - Westerschelde:
 - Für die Erhaltung der Schiffahrt werden eine oder mehrere Schleusen notwendig sein.
- Für den Oberwasserabfluß der Schelde muß ein dafür geeignetes Auslaßbauwerk, das dem maximalen Abfluß angepaßt ist, errichtet werden (Stauraumkapazität begrenzt).
 - Deicherhöhung entlang des Beckens ist nicht notwendig.
 - Europoort:
- In groben Zügen gilt hier dasselbe, was schon bei der Westerschelde angemerkt ist. Das Auslaßbauwerk für den Oberwasserabfluß des Rheins kann hier in Zusammenhang mit begrenzt zur Verfügung stehender Stauraumkapazität zu Problemen Veranlassung geben.

Zur Leistungsfähigkeit von Wellenmodellen auf Mikrocomputern

Von Ulrich Zanke

Zusammenfassung

Die Ermittlung der Wellenbelastung von Objekten des Küstenschutzes und des Hafenbaus kann auf drei Weisen durchgeführt werden: im hydraulischen Modell, durch graphische Konstruktion in Verbindung mit manuellen Berechnungen und im numerischen Modell. Alle Modelltypen haben Leistungsgrenzen technischer und wirtschaftlicher Art. Mit der Verfügbarkeit von ausreichend leistungsstarken Rechnern für den Arbeitsplatz des Ingenieurs wächst der Bedarf nach Programmen, die für Planungsarbeiten quasi auf dem Schreibtisch geeignet sind. Ein derartiges Programm für die Ermittlung der Wellenausbreitung unter Einschluß von Refraktion, Shoaling, Diffraktion, Bodenreibung, Brechen und Wind wird vorgestellt.

Summary

The calculation of waves propagating onshore in coastal regions is necessary for the design of harbors and coastal structures. These investigations may be carried out in three ways: hydraulic models, graphically or with numerical models. All three methods have restrictions related to cost and technical limitations.

As the level of performance of low cost computers is increasing, complex "desk top" calculations become attractive. Such a model for the calculation of wave refraction, shoaling, diffraction, bottom friction, breaking and wind induced wave height is discussed in this paper.

Inhalt

1.	Problemstellung	166
2.		166
2.1	Untersuchung im hydraulischen Wellenmodell	166
2.2		167
2.3	Numerische Modellierung	168
2.3.1	Diskrete Verfahren	168
2.3.2	Programmierte analytische Lösung	169
2.3.2.1	Allgemeines	169
2.3.2.2		170
2.3.2.2.1	Refraktion	170
	Shoaling	
		171
		171
		172
	Windeinfluß	172
3.	Anwendungsbeispiele	
4.	Schriftenverzeichnis	

1. Problemstellung

Für den Küstenschutz ist die Belastung der Küste durch Seegang ein zentrales Problem. So geben Wellen von z.B. 5 m Höhe auf 1 km Strandbreite bereits die Leistung des Kernkraftwerkes Lingen (240 MW) ab. Diese hohe Energie wird vom Wind über große Streichlängen in den Wasserkörper eingetragen. Sie wird in einem relativ schmalen Streifen an der Küste wieder abgegeben. Bei der Abgabe der Wellenenergie infolge Brechens der Wellen entstehen starke Turbulenzen, in denen der Sand des Untergrundes aufgewirbelt wird. Wenn die Wellen schräg auf die Küste zulaufen, treibt ein Teil der freiwerdenden Energie eine Brandungsströmung an. Diese Brandungsströmung verläuft parallel zur Küste. Sie kann erhebliche Sandmengen verfrachten. Welche Probleme durch die Sandwanderung infolge Brandungsströmung entstehen können, zeigt das Beispiel Sylt.

Wellen, die im tiefen Wasser vom Wind angefacht wurden, verändern sich auf ihrem Weg zur Küste durch den Einfluß der abnehmenden Wassertiefe. Die Veränderungen betreffen die Wellenlängen und die Wellenhöhen sowie die Laufrichtungen der Wellen (Refraktion und Shoaling). Im Gegensatz zur Ausbreitung des Lichtes laufen Wasserwellen um Hindernisse wie Landvorsprünge oder Molen herum. Durch diesen Vorgang der Diffraktion treten auch im "Wellenschatten" Wellen auf, wenn auch mit abgeschwächter Höhe. An besonders exponierten Lagen im Diffraktionsbereich bilden sich infolge Interferenz Wellen aus, deren Höhen deutlich über denen der einfallenden Wellen liegen.

Die Rate an Energie, die auf bestimmte Küstenabschnitte freigesetzt wird, ist daher neben den Wellenkenngrößen im Tiefwasser (Richtung und Größe) in hohem Maße von der Topographie des Meeresbodens im Küstenvorfeld abhängig.

Berechnungsprogramme für die Ausbreitung der Wellen im Küstenvorfeld und ihre Energieabgabe auf Strände und Küstenschutzbauwerke in Abhängigkeit von Windgegebenheiten und der Topographie des Küstenvorfeldes sind daher eine wesentliche Planungshilfe.

Ein weiterer Aspekt von hohem Interesse bezüglich der Wellenenergie ist deren mögliche Nutzung. Mit den genannten Berechnungsprogrammen können exponierte Orte mit ggf. besonders hoher Verfügbarkeit von Wellenenergie aufgezeigt werden.

2. Problemlösungen

Zur Berechnung der Wellenausbreitung und der zugehörigen Wellenhöhenentwicklung im Küstenbereich kommen drei Wege in Betracht:

2.1 Untersuchung im hydraulischen Wellenmodell

Hydraulische Wellenmodelle bestechen durch ihre auch für den Nichtfachmann offensichtliche Anschaulichkeit. Sie haben sich über Jahrzehnte in einer Vielzahl von Untersuchungen und Planstudien bewährt. Aus einer großen Zahl von ausgeführten Wellenmodellen ist bekannt, daß diese Modelle für ein weites Gebiet von Fragestellungen geeignet sind. Für großmaßstäbliche Detailuntersuchungen sind hydraulische Wellenmodelle ein besonders geeigneter Lösungsweg. Zu nennen sind z.B. komplizierte Vorgänge, wie Resonanzerscheinungen in Hafenbecken und deren Abhilfe, ggf. im Zusammenspiel mit vertäuten Schiffen.

Auch zur Untersuchung des Nahbereichs von Häfen oder Anlagen des Küstenschutzes sowie zur Ermittlung der Wellenkennwerte an Molen und Wellenbrechern und die damit verbundenen Planstudien ist das hydraulische Wellenmodell geeignet.

Es erlaubt nicht nur die Modellierung idealisierter Verhältnisse mit monochromatischen Dünungswellen, sondern auch das Einsteuern von Seegangsspektren. Letzteres wird allerdings selten ausgeführt, da die Aussagen mit monochromatischen Wellen häufig ausreichen.

Bestimmte Fragestellungen können allerdings im hydraulischen Modell nur ungenau oder nicht beantwortet werden. Hydraulische Modelle sind eine maßstäbliche Verkleinerung der Naturverhältnisse. Sie unterliegen Modellgesetzen. Diese Modellgesetze bedingen eine Reihe von Einschränkungen bezüglich der Anwendbarkeit von Modellen.

Problematisch ist daher z.B. die Untersuchung größerer Gebiete. Die Modellgesetze erlauben keine beliebige Verkleinerung der Modellwellen. Werden diese zu klein, d.h., werden die Wellenlängen kleiner als rd. 2 cm, gewinnen die Kräfte infolge Oberflächenspannung dominierende Bedeutung gegenüber den Schwerewirkungen. Das Modell wäre schon in der Nähe derartiger Verhältnisse nicht mehr naturähnlich. Weiterhin soll die Wassertiefe an keiner Stelle des Modells kleiner als 5 cm sein. Die Wellenhöhe soll 2 cm nicht unterschreiten (Kirschmer, 1952; Kohlhase, 1983). Die Konsequenzen auf die Anwendbarkeit kann ein Beispiel verdeutlichen: Ist z.B. das Gesamtgebiet der Insel Sylt zu untersuchen, so wären ca. 50 km Natur in der Längenausdehnung zu modellieren.

Ein Modell mit dem Maßstab 1:500 wäre bereits ein sehr großes Modell, nämlich 100 m lang. Die Wassertiefe über dem Riff vor der Küste Sylts würde von ca. 2,5 bis 4 m Natur auf 5 bis 8 mm im Modell verkleinert. Wellen von z. B. 60 m Länge und 4 m Höhe vor dem Riff würden im Modell 12 cm lang und 8 mm hoch sein. Nach Passieren des Riffs wären die Wellen noch kleiner. Ein derartiges Modell würde trotz hoher Kosten keine für Planungen ausreichenden Erkenntnisse liefern. Die Wellen lägen bereits in den "tiefen" Gebieten des Modells an der Grenze der Übertragbarkeit. Der wesentliche Bereich der Brandungszone wäre gänzlich naturunähnlich. Bei hydraulischen Strömungsmodellen lassen sich mit dem Kunstgriff der Modellüberhöhung bisweilen übertragbare Modelle trotz starker Flächenverkleinerung erreichen. Diese Technik kann hier nicht angewandt werden. Die Wellen lassen sich nicht verzerren.

Soll die Sedimentumlagerung infolge Wellen studiert werden, kann das hydraulische Modell nicht herangezogen werden. Die Modellgesetze für die Wellenbewegung und die Sedimentbewegung widersprechen einander (vgl. z.B. Griesseier/Vollbrecht, 1957).

Die Veränderung der Wellen infolge Wind kann in flächenhaften Wellenmodellen schon aus wirtschaftlichen Gründen nicht modelliert werden. Sie ist allerdings auch darum nicht relevant, weil hydraulische Modelle derart großer Naturgebiete, in denen der Wind die Wellen maßgeblich verändern würde, aus den oben genannten Gründen gar nicht ausführbar sind.

Letztlich ist zu erwähnen, daß Umbauten zur Untersuchung von Planungsvarianten vergleichsweise kostenintensiv sind.

2.2 Manuelle Konstruktion des Wellenfeldes

Für bestimmte Fragestellungen kann die refraktionsbedingte Ausbreitung von Dünungswellen im Küstenbereich durch manuelle Konstruktion der Wellenorthogonalen und/oder der Wellenkämme durchgeführt werden. Entsprechende Verfahren werden z.B. von Magens (1958) und von Wiegel (1964) beschrieben.

Prinzipiell kann diese Untersuchungsmethode für die Ermittlung der Wellenausbreitung unabhängig von der Größe des Untersuchungsgebietes angewandt werden. Die Einflüsse von Shoaling, Bodenreibung, Diffraktion und auch Wind lassen sich angenähert auf analytischem Wege ermitteln und in der Konstruktion berücksichtigen. Die Lage der Brecherzone kann

ebenfalls angenähert bestimmt werden. Eine genügend genaue Bearbeitung ist jedoch nicht nur sehr arbeitsintensiv, sie erfordert auch ein großes Maß an Erfahrung, besonders wenn Gebiete mit komplizierter Topographie zu behandeln sind. Das bisherige Hauptanwendungsgebiet lag in der Ergänzung des hydraulischen Wellenmodells, besonders bei der Ermittlung der Eingangsdaten für die Modelle, wenn keine Messungen aus der Natur vorlagen. Die Abb. 1 zeigt ein Beispiel manuell ermittelter Wellenausbreitung.

2.3 Numerische Modellierung

Seit einigen Jahren gewinnt die numerische Modellierung auf allen Gebieten des Wasserbaus zunehmend an Bedeutung. Leistungsfähige Strömungsmodelle ergänzen oder ersetzen hydraulische Modellversuche. Mit der Weiterentwicklung der (numerischen) Modelltechniken und der Leistung der Rechner wird zukünftig eine Vielzahl bislang dem hydraulischen Modell vorbehaltener Probleme rechnerisch gelöst werden.

Bei der Erstellung von Computerprogrammen zur Berechnung der Wellenausbreitung können zwei verschiedene Wege eingeschlagen werden.

2.3.1 Diskrete Verfahren

Die beschreibenden Gleichungen der Flüssigkeitsbewegung lassen sich in einem Finite-Element-Schema oder Finite-Differenzen-Schema für die Wellenbewegung lösen. Derartige Modelle sind u.a. wegen der hohen Diskretisierungsanforderung (etwa 10 Elemente je Wellenlänge) sehr rechenintensiv. Bereits für eng begrenzte Gebiete, wie z.B. einen Hafen allein oder den Nahbereich einer Mole oder einer Buhne, ist die Rechenleistung von Großrechnern erforderlich. Dennoch sind die Rechenzeiten erheblich. Entsprechend hoch sind die Kosten für kommerzielle Untersuchungen.

Für größere Küstengebiete sind diese Modelle darum derzeit ungeeignet. Des weiteren ist die theoretisch hohe Genauigkeit exakter numerischer Lösungen aus verschiedenen Gründen oft nicht praxisrelevant. Zum einen versagt die Theorie in der gerade besonders wichtigen Zone des Brechens. Dort muß auf empirische Hilfsansätze zurückgegriffen werden. Zum anderen steht und fällt die Berechnungsgenauigkeit mit der Genauigkeit der Daten, auf denen die Rechnung aufbaut. So liegt die Güte der Erfassung der Topographie im Bereich der Flüsse etwa bei einem Dezimeter. In Seegebieten sind Abweichungen zwischen Realität und Karten zumindest bereichsweise in der Größenordnung von Metern wahrscheinlich. Nicht exakt bestimmbar sind auch die in das Modell einzusteuernden Wellen. Sie sind dem Wettergeschehen und damit dem Zufall unterworfen und können daher nur unscharf angegeben werden. Die Genauigkeit der Gesamtaussage bei Berechnungen für Küstenregionen ist also nicht nur eine Frage der Berechnungsgenauigkeit an sich. Das Einsatzgebiet dieses Modelltyps dürfte damit derzeit auf die Ermittlung der Wellenunruhe in Hafenbecken und auf ähnliche Detailstudien beschränkt sein, für die auf der anderen Seite aber auch das hydraulische Modell geeignet ist.

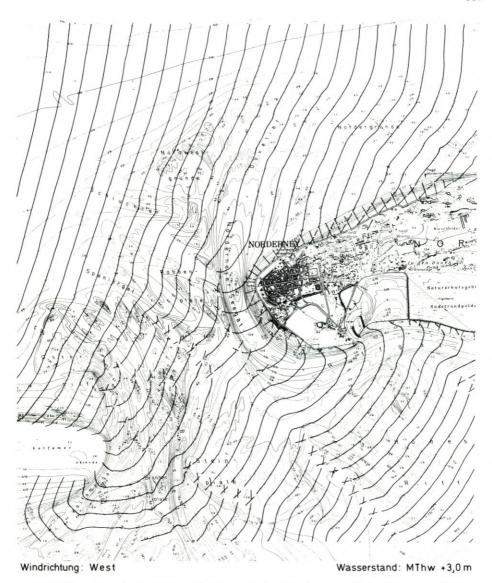


Abb. 1. Manuell ermittelte Wellenausbreitung zwischen Norderney und Juist (NIEMEYER, 1985)

2.3.2 Programmierte analytische Lösung 2.3.2.1 Allgemeines

Eine pragmatische Ingenieurlösung ist die Programmierung analytischer Näherungsfunktionen. Dabei kann auf die lineare Wellentheorie oder auf Theorien höherer Ordnung zurückgegriffen werden. Derartige Rechenprogramme lassen sich auch auf Arbeitsplatzrechnern der PC-Klasse realisieren. Die Kosten für Problembearbeitungen, für die sich dieser Programmtyp eignet, sind daher ganz erheblich geringer.

Die im folgenden beschriebene programmgestützte, analytische Lösung ist ein Teil des

Programmsystems TICAD (HOLZ/ZANKE). Das Programm benutzt zur Erfassung der Topographie ein Geländemodell auf der Basis von Dreiecksnetzen, das für Finite-Element-Strömungsmodelle entwickelt wurde. Mit diesem Verfahren gelingt eine gute Beschreibung der Topographie schon mit einer vergleichsweise geringen Knotenanzahl (ca. 700 Knoten für das Gebiet Norderney auf Abb. 5). Das Programm kann mit Strömungsmodellen gekoppelt werden. Nachfolgend werden die theoretischen Grundlagen des Modells beschrieben.

2.3.2.2 Theoretische Grundlagen

Die Ausbreitung einer Welle im flachen Wasser läßt sich über die Wassertiefenabhängigkeit der Wellenlänge bzw. der Wellenfortschrittsgeschwindigkeit berechnen. Die örtliche Wellenhöhe H ist eine Funktion der Wellenhöhe H₀ im tiefen Wasser, der Wassertiefe (Shoaling), der Wellenausbreitung (Refraktion, Diffraktion) sowie der Bodenreibung:

$$H = H_0 \cdot k_s \cdot k_r \cdot k_f \cdot k'$$

mit k_s = Shoaling-Koeffizient

k_f = Bodenreibungskoeffizient

k_r = Refraktionskoeffizient

k' = Diffraktionskoeffizient

Im Falle brechender Wellen sind die Energie- bzw. Höhenverluste infolge Brechens zusätzlich zu berücksichtigen.

Für die Wellenlänge gilt nach der linearen Theorie (CERC, 1984)

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi h}{L}\right) \qquad \qquad c = \frac{gT}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi h}{L}\right)$$

und nach der Theorie z. B. dritter Ordnung

$$c = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \left\{1 + \left(\frac{\pi H}{L}\right)^2 \left[\frac{5 + 2 \cosh\left(4\pi h/L\right) + 2 \cosh^2\left(4\pi h/L\right)}{8 \sinh^4\left(2\pi h/L\right)}\right]\right\}$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \; \tanh \left(\frac{2\pi h}{L}\right) \!\! \left\{ 1 + \left(\!\frac{\pi H}{L}\!\right)^2 \left[\frac{5 + 2\; \cosh\left(4\pi h/L\right) + 2\; \cosh^2\left(4\pi h/L\right)}{8\; \sinh^4\left(2\pi h/L\right)} \right] \right\}$$

mit c = Wellenfortschrittsgeschwindigkeit

H = Wellenhöhe

g = Erdbeschleunigung

L = Wellenlänge

h = Wassertiefe

T = Wellenperiode

Beim Einlaufen in flaches Wasser werden die Wellen kürzer. Dadurch werden die Wellenkämme verformt. Sie werden je nach Tiefenverteilung des Seegrundes bereichsweise länger oder kürzer. Die Energie je Kammbreiten-Einheit ändert sich und mithin auch die Wellenhöhe. Die Art der Ausbreitung steuert so die örtlichen Refraktionskoeffizienten k_r

$$k_r = \sqrt{b_0/b}$$

Darin ist b₀ die Breite eines Wellenkammabschnittes im Tiefwasser und b bie Breite desselben Abschnittes an einem Ort im flachen Wasser.

2.3.2.2.2. Shoaling

Der Einfluß der Wassertiefe (Shoaling) auf die Wellenhöhe ist durch

$$k_s = \sqrt{\frac{1}{\tanh(2\pi h/L)} \frac{1}{\left[1 + \frac{(4\pi h/L)}{\sin h(4\pi h/L)}\right]}}$$

gegeben (s. z.B. CERC).

2.3.2.2.3. Bodenreibung

Der Energieverlust infolge Bodenreibung wird durch

$$E_f = \frac{2}{3\pi} \rho \cdot f_e \cdot U_{bm}^3$$

mit Ef = Energieverlust infolge Bodenreibung

f_e = Energieumwandlungsbeiwert

U_{bm} = max. Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle

ρ = Dichte des Wassers

beschrieben.

Der Energieumwandlungsfaktor f_e kann als Funktion der Wellenpartikelamplitude an der Sohle und des Nikuradse-Beiwertes angegeben werden (Skovgaard et al., 1975). Die Bodenreibung ist allerdings für den Bereich der Küsteningenieurprobleme von untergeordneter Bedeutung.

2.3.2.2.4 Brechen

Besonders infolge Shoaling werden die Wellen mit abnehmender Wassertiefe höher. Das Höhenwachstum wird durch das Brechen begrenzt. Der Vorgang des Brechens ist ein hochkomplizierter Prozeß. Er ist bis heute nicht vollständig gelöst und wird üblicherweise durch idealisierte theoretische Ansätze in Kombination mit empirischen Erkenntnissen beschrieben.

Das Programm ermittelt den Brechpunkt infolge Übersteilheit der Wellen nach dem Miche-Kriterium.

H/L = 0.14 · tanh(2πh/L)

und den Brechpunkt infolge zu geringer Wassertiefe nach WEGGEL (1972)

$$H/h = b - a H / (gT^2)$$

mit
$$a = 43,75 (1 - e^{-19 \text{ m}})$$

 $b = 1,56 / (1 + e^{-19,5 \text{ m}})$
 $m = \text{Neigung des Unterwassergrundes}$

Die Form der Wellen beim Brechen ist nicht einheitlich. Deutlich unterscheidbar sind Schaumbrecher, Sturzbrecher und Schwallbrecher, je nach Wellenkennwerten und Strandneigung. Der Energieverlust infolge Brechens führt zu einer Höhenabnahme längs des folgenden Laufweges. Dieser Verlust wiederum hängt von der Energieabgabe direkt zu Beginn der

Brecherstrecke (abhängig vom Brechertyp) und den Wassertiefen im weiteren Verlauf ab. Dadurch kann das Ausbranden flächenhaft bis zur Uferlinie erfolgen. Die gebrochenen Wellen können sich aber auch restabilisieren und ggf. ein zweites oder drittes Mal mehr oder weniger linienförmig brechen.

Das Programm berechnet die Wellenhöhe H auf der Strecke x nach Einsetzen des Brechens aufgrund der Untersuchungen von HORIKAWA/KUO (1966) und ANDERSON/FREDSOE (1983): $H/H_B = 0.35 + 0.65 \text{ exp } (-0.12 \text{ x/H}_B)$

Diese Lösung enthält keine Information über den Brechertyp. Von laufenden und zukünftigen Meßprogrammen werden Verbesserungen erwartet.

2.3.2.2.5 Diffraktion

Starke Landvorsprünge sowie Molen, Wellenbrecher und Buhnen führen zu Diffraktionseffekten. Sommerfeld veröffentlichte 1896 die theoretische Lösung der Diffraktion von Lichtwellen. Daemrich und Kohlhase (1978) haben die Sommerfeld-Lösung, angewandt auf die Diffraktion der Wasserwellen an einem Wellenbrecher, berechnet und in Diagrammen wiedergegeben. In der Ingenieurpraxis wird die Diffraktion üblicherweise mit derartigen Diagrammen graphisch gelöst. Im hier beschriebenen Programm werden die Sommerfeld-Gleichungen direkt berechnet.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 lautet die Lösung

$$F(r,\theta) = f(\sigma) \cdot e^{-ikr \cdot \cos(\theta - \theta_0)} + f(\sigma') \cdot e^{-ikr \cdot \cos(\theta + \theta_0)}$$
mit

$$\sigma = 2 \cdot \frac{k \cdot r}{\pi} \cdot \sin(\frac{\theta - \theta_0}{2})$$

$$\sigma' = -2 \cdot \frac{k \cdot r}{\pi} \cdot \sin(\frac{\theta + \theta_0}{2})$$

$$f(\sigma) = \frac{1+i}{2} \int_{-\infty}^{\sigma} e^{-i\pi t^2/2} dt$$

$$f(\sigma') = \frac{1+i}{2} \int_{-\infty}^{\sigma'} e^{-i\pi t^2/2} dt$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial r} = \frac{\partial \theta}{\partial$$

Abb. 2. Bezeichnungen zur Diffraktion (DAEMRICH/KOHLHASE, 1978)

2.3.2.2.6 Windeinfluß

Die bisher besprochenen Grundlagen gelten für Dünungswellen. Auf längeren Laufstrekken können die Wellen durch den Einfluß des Windes zusätzlich verändert werden.

Für alle Arten von Modellen ist die Kenntnis des maßgebenden Seegangs als Randbedingung für das eigentliche Untersuchungsgebiet erforderlich. Nur in seltenen Fällen stehen verläßliche Daten zur Verfügung.

Die erforderlichen Randbedingungen können durch Messung oder durch Seegangsvorhersage ermittelt werden. Der Seegang ist vom Wettergeschehen abhängig und hat Zufallscharakter. Aus diesem Grund führen nur Langzeitmessungen zu Bemessungsgrundlagen. Meist ist hierfür vor einer Baumaßnahme nicht genügend Zeit verfügbar. Darum und auch wegen des Kostenaufwandes sind spezielle umfangreiche Messungen die Ausnahme.

Die maßgebenden Wellenkenngrößen werden i.d.R. vorausberechnet und, wenn möglich, an einzelnen Messungen abgesichert. Zur Vorausberechnung stehen deterministische und statistische Verfahren zur Verfügung. Mit deterministischen Verfahren werden die Kenngrößen einer "maßgebenden" Welle, i.a. der vom Ingenieurstandpunkt wichtige H_{1/3}-Wert und die zugehörige Periode, bestimmt. Die statistischen Verfahren geben über die Gesamtheit der Wellen in einem Wellenfeld Aufschluß. Für die Nordsee wurde auf der Grundlage von Messungen das sogenannte Jonswap-Spektrum als typisch ermittelt.

Beide Verfahren enthalten keine Information über die Auswirkung der Topographie und des Küstenverlaufs auf die Windwirkung. Die numerische Modellierung bietet jedoch Möglichkeiten, die Wellenhöhenentwicklung auch in Flachwasserbereichen mit komplizierter Tiefenverteilung unter Einschluß von Refraktion, Shoaling, Diffraktion und Brechen zu berechnen. Auch der Einfluß realer Windereignisse mit zeitlich und flächenhaft unterschiedlichen Winden kann erfaßt werden.

Das Programm berechnet die Änderung der signifikanten Wellenhöhe H_{1/3} eines Wellenfeldes infolge Wind näherungsweise nach CERC (1984) durch

$$\frac{gH}{U_A^2} = 2.83 \times 10^{-1} \, \tanh \left[5.3 \times 10^{-1} \left(\frac{gh}{U_A^2} \right)^{3/4} \right] \tanh \left\{ \frac{5.65 \times 10^{-3} \left(\frac{gF}{U_A^2} \right)^{3/2}}{\tanh \left[5.3 \times 10^{-1} \left(\frac{gh}{U_A^2} \right)^{3/4} \right]} \right\}$$

mit U_A = Windgeschwindigkeit

F = Streichlänge des Windes

Alternativ können die JONSWAP-Gleichungen berechnet werden.

Für die Benutzung im Programm wurde die Gleichung auf die Ermittlung von Wellenhöhendifferenzen entlang des Laufweges umgestellt. Mit dieser Methode kann der Einfluß der Topographie und des Küstenverlaufs auf die Seegangsentwicklung mit dem schrittweisen Vorrücken der Wellen berücksichtigt werden. Im derzeitigen Stand des Programms können einheitliche Windbedingungen für das Lösungsgebiet verarbeitet werden. Eine Erweiterung auf die Simulation großräumiger Zyklone ist möglich.

3. Anwendungsbeispiele

Anhand einiger Beispiele werden die Berechnungsmöglichkeiten zu den einzelnen Phänomenen der Wellenbewegung (Refraktion, Shoaling, Brechen, Diffraktion und Windwirkung) gezeigt. Des weiteren wird herausgestellt, daß ein derartiges Modell zur Untersuchung von Gebieten unterschiedlichster Größe dienen kann.

Die Ergebnisse erster Pilotrechnungen zum Problem der Ermittlung des windgetriebenen Seeganges sind auf den Abbildungen 3 und 4 dargestellt. Das Untersuchungsgebiet umfaßt mehrere hundert Kilometer.

Die weitere Entwicklung der Wellen wird je nach angestrebter Aussage in verschieden großen Untersuchungsgebieten errechnet: Abb. 5 zeigt die Tiefenauflösung des Seegatbereiches zwischen Norderney und Juist. Mit rd. 700 Knoten wird eine Auflösung erzielt, die die wesentlichen Strukturen des Riffbogens und der tiefen Rinnen gut wiedergibt. Abb. 6 stellt die Entwicklung von Wellen aus westlicher Richtung in diesem Gebiet dar. Der Untersuchungsraum hat eine Ausdehnung von einigen Kilometern.

Noch kleinräumiger ist das Untersuchungsgebiet der Wellen im Bereich eines Buhnenfel-



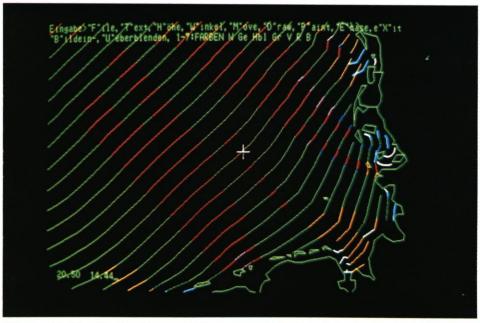


Abb. 3 und 4. Oben Nordsee-Gesamtmodell, unten Ausschnitt Deutsche Bucht. $H_{1/3}$ -Entwicklung einer anfangs 20 cm hohen Welle mit T=10 s Periode unter konstanter Windanfachung mit $U_A=25$ m/s aus NW. Abstufung der Wellenhöhen beginnend mit weiß = 0–1,5 m in 1,5-m-Schritten: weiß, hellblau, gelb, grün, rot, violett, blau

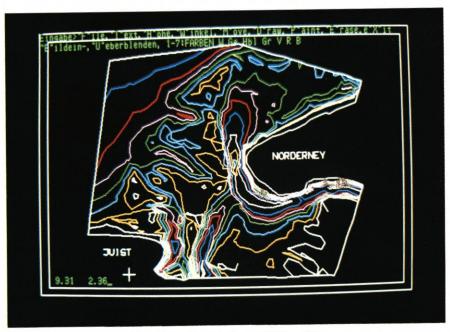
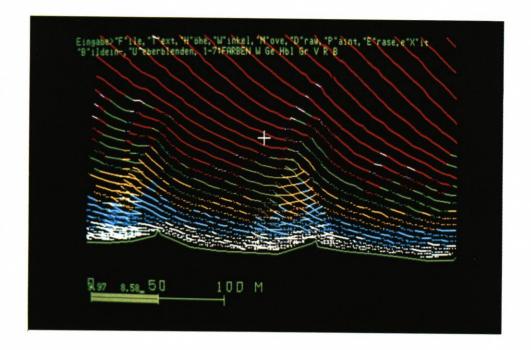


Abb. 5. Testgebiet Norderney: Tiefenauflösung



Abb. 6. Testgebiet Norderney: Wellen aus westlicher Richtung mit H_o = 4 m und L_o = 76 m bei Wasserstand MThw +3 m, Wellenhöhenabstufung in 1-m-Schritten, Farbfolge wie auf Abb. 3.



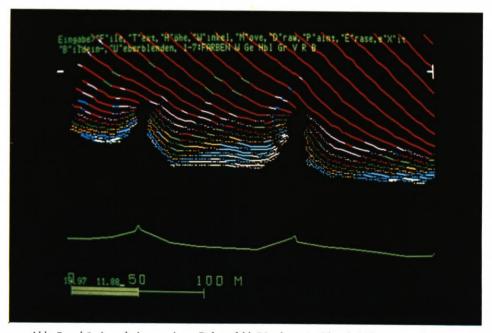
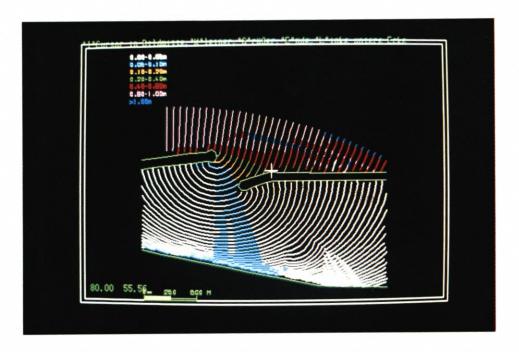


Abb. 7 und 8. Ausschnitt aus einem Buhnenfeld (Norderney). Oben bei Thw, unten bei Tnw.



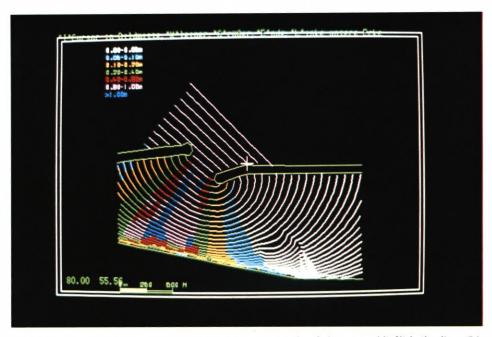


Abb. 9 und 10. Zwei Beispiele für gleichzeitige Diffraktion und Refraktion einschließlich Shoaling. (Die Wassertiefe fällt von 20 m am oberen Bildrand auf 0 m am unteren Ufer, zu beachten die Auswirkung einer tiefen Stelle kurz vor dem Ufer Mitte rechts.)

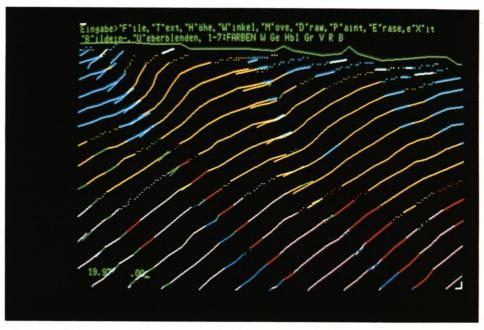


Abb. 11. Gebiet Rantum/Sylt. Beispiel für die Erfassung einer Riffbrandung, gepunktet brechende Wellen. Einlaufende Welle $L_{\rm o}$ = 100 m, $H_{\rm o}$ = 6 m. Wellenhöhen 0–1 m weiß, 1–2 m hellblau, 2–3 m gelb, 3–4 m grün, 4–5 m rot, 5–6 m violett, >6 m blau

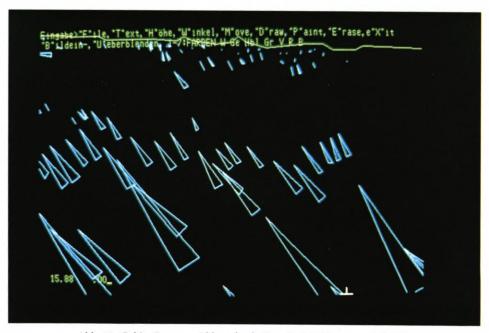
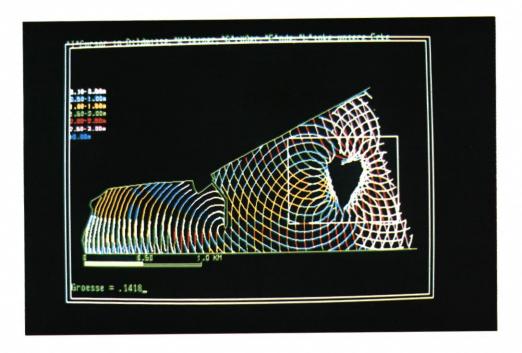


Abb. 12. Gebiet Rantum: Abbrandende Energie in Richtung und Größe



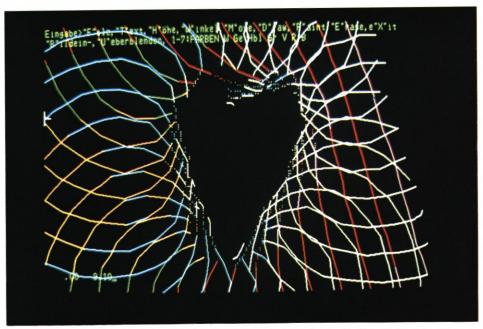


Abb. 13 und 14. Zusammenwirkungen einer küstenvorgelagerten Insel mit einer Hafenmole. Der von rechts einfallende Seegang umläuft die Insel beidseitig infolge Refraktion und Diffraktion. Unten Ausschnittsvergrößerung.

des am Westende von Norderney. Die Buhnen haben einen Abstand von etwa 110 m (Abb. 7 und 8).

Die Wirkung küstenvorgelagerter Riffs wird von der Energieabgabe der Wellen über dem Riff geprägt. Die Abb. 9 zeigt den Verlauf und die Höhenänderung der Wellen bei Rantum/ Sylt. Abb. 10 verdeutlicht Größe und Richtung der Energieabgabe durch Energieflußpfeile. Die Strandbrandung ist sichtbar schwächer als die Riffbrandung.

Ein weiteres Untersuchungsfeld ist die Anlage und Wirkung von Molen und Wellenbrechern. Die beiden Abbildungen 11 und 12 zeigen, wie die Schutzwirkung der Molen von ihrer Lage zur Richtung der anlaufenden Wellen abhängt. Die beiden Aufnahmen sind Prinzipdarstellungen.

Wesentlich komplizierter kann der tatsächliche Wellenverlauf vor einem Hafen sein, wie das Beispiel eines mittelamerikanischen Hafens (Abb. 13) zeigt. Von See (rechts) anlaufende Wellen umrunden eine küstenvorgelagerte Insel infolge Refraktion und Diffraktion. Die anlaufende Welle von 2,8 m Höhe wird durch die Interferenzen am Wellenbrecher z. T. über 3 m hoch. Im Schatten der Mole sind die einlaufenden Wellen abgeschwächt (weiß: H = 0 bis 0,5 m, blau: H = 0,5 bis 1 m, gelb: H = 1 bis 1,5 m).

Mit einem Zooming lassen sich Details studieren (Abb. 14).

4. Schriftenverzeichnis

- Anderson, O. H. u. Fredsoe, J.: Transport of Suspended Sediment Along The Coast. Progr. Rep. 59, Inst. Hydrodyn. Hydraul. Eng., Techn. Univ. Danmark, 1983.
- CERC, U.S. Army Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual, Vol. I u. II, 1984.
- Daemrich, K. F. u. Kohlhase, S.: Diffraktion an halbunendlichen Wellenbrechern Diagramme der Wellenhöhenverteilung hinter totalreflektierenden, linienförmigen Bauwerken. Mitt. des Franzius-Instituts der Univ. Hannover, H. 47, 1978.
- GRIESSEIER, H. u. VOLLBRECHT, K.: Zur Problematik der modellmäßigen Darstellung litoraler Prozesse. Mitt. des Franzius-Instituts der TH Hannover, H. 11, 1957.
- HOLZ, K. P. u. ZANKE, U.: TICAD, ein CAD-System für Strömungs- und Wellenberechnungen. Unveröff. Manuskript, 1987.
- HORIKAWA, K. u. Kuo, C. T.: A Study on Wave Transformation inside Surf Zone. Coast. Eng. Conf., Vol. 1, 1966.
- Kirschmer, O.: Die Theorie der Meereswellen als Grundlage von Modellversuchen für Seebauten. MAN-Forschungsheft, 2. Halbj. 1952.
- Kohlhase, S.: Ozeanographisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung. Mitt. des Franzius-Instituts der Univ. Hannover, H. 57, 1983.
- MAGENS, C.: Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Mitt. des Franzius-Instituts der TH Hannover, H. 14, 1958.
- NIEMEYER, H.: Ausbreitung und Dämpfung des Seegangs im See- und Wattengebiet von Norderney. Forsch. Stelle f. Insel- und Küstenschutz, Jahresbericht 1985.
- Skoovgaard, O., Jonsson, G. J. u. Bertelsen, A. J.: Computation of wavehights to refraction and friction. Journ. of the Waterways, Harbour and Coast. Eng. Div. WW1, ASCE, 1975.
- SOMMERFELD, A.: Mathematische Theorie der Diffraktion. Mathematische Annalen, Bd. 47, 1896.
- Weggel, J. R.: Maximum Breaker Height. Journ. of the Waterways, Harbour and Coastal Eng. Div., ASCE, Vol. 15, 1972.
- Wiegel, R. L.: Oceanographical Engineering. Prentice Hall International Series in Theoretical and Applied Mechanics, Englewood Cliffs, N. J., 1964.

Über den Sicherheitszuwachs im Küstenschutz durch eine zweite Deichlinie

Von Alfred Führböter

Zusammenfassung

Es wird der relative Sicherheitszuwachs behandelt, der durch eine zweite Deichlinie hinter der Hauptdeichlinie erhalten wird. Dazu wird dargestellt, wie dieser Sicherheitszuwachs von den einzelnen Parametern wie Wasserständen, Deichhöhen, Kooggrößen, Wellenauflauf usw. abhängig ist; abschließend werden Vorschläge für Maßnahmen an den Hauptdeichen vorgelegt, die deren Bruchsicherheit erhöhen können.

Abstract

The topic deals with the relative increase of safety by means of a second dykeline behind the main seadyke. It is shown how this increase is dependent upon different parameters such as water levels, crest heights of the dykes, area of inundation between the two dyke lines, wave run-up. Finally recommendations are pointed out with respect to possible reinforcements at the main seadyke against total failure.

Inhalt

1	Einleitung und Aufgabenstellung					181
	Zur Wahrscheinlichkeit von Deichbrüchen					
	2.1 Deichbruchgefahr eines Einzeldeiches					183
	2.2 Sicherheitszuwachs durch eine Verkürzung der Deichlinie					187
	2.3 Sicherheitszuwachs durch eine Zweitdeichlinie					188
3.	Zur Überflutung eines Kooges	,				194
	3.1 Zur Hydromechanik eines Deichbruches					
	3.2 Näherungslösungen für die Deichbruchfunktionen					197
	3.3 Überschlagsrechnungen von Koogfüllungen					198
	3.3.1 Abhängigkeit von der mittleren Überfallhöhe h und der Verweilzeit					198
	3.3.2 Abhängigkeit von der Koogfläche A und der Verweilzeit					200
4.	Zum Seegang in einem überfluteten Koog	÷				202
5.	Sicherheitszuwachs durch Maßnahmen an der Hauptdeichlinie					204
6.	Zusammenfassung					206
	Schriftenverzeichnis					

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Es kann nicht festgestellt werden, wann in der Geschichte des Deichbaues zum ersten Male bewußt Zweitdeichlinien in den Küstenschutz einbezogen wurden. Es ist anzunehmen, daß nach den schweren Sturmfluten des Mittelalters, nach denen durch wiederholte Vordeichungen versucht wurde, das verlorene Land schrittweise zurückzugewinnen, bald erkannt wurde, welche Bedeutung der alten Deichlinie im Falle eines Bruches der neuen Hauptdeichlinie zukam; zum Ausgang des Mittelalters wurden die Zweitdeiche stellenweise den Hauptdeichen gleichgestellt. So heißt es im letzten Artikel des Spade-Landesrechts von 1517 (aus Petersen, 1966):

182

"Wenn die Haff-Deiche, nach aller Nothdurft auf das fleißigste gefertigt, sollen auch die Mitteldeiche verhöhet und verbessert werden, und Niemand selbige unter den Pflug legen oder besäen, diejenigen, die sich hier entgegen erdreisten, sollen zum Halse gefället seyn."

In dieser harten aber unmißverständlichen Formulierung werden die Zweitdeiche als Mitteldeiche bezeichnet. Aber auch Bezeichnungen wie Achterdeiche oder auch Schlafdeiche werden verwendet; über die regionale und temporäre Verwendung dieser Begriffe wird ausführlich bei Lüders (1963), Petersen (1966) und Kambeck (1981 u. 1982) berichtet; in den Arbeiten von Petersen und Kambeck sind außerdem eingehende Beschreibungen der Behandlung von Zweitdeichlinien in den verschiedenen Deichrechtsordnungen von den ältesten Spaderechten bis zu den Empfehlungen des Küstenausschusses Nord- und Ostsee und den Generalplänen der Küstenländer nach der Sturmflut von 1962 enthalten. Allgemein lehrte dabei die Geschichte, daß zu Zeiten geringer Sturmfluttätigkeit oft die Funktion der Zweitdeichlinie vergessen und die Anlagen vernachlässigt oder sogar beseitigt wurden; regelmäßig aber nach Sturmflutkatastrophen mit Beschädigungen oder gar Brüchen der Hauptdeichlinie wurde der Wert einer zweiten Deichlinie, oft durch schmerzliche Erfahrungen, wiedererkannt. Es sollen in dieser Studie diese geschichtlichen Entwicklungen nicht weiter verfolgt werden; von Petersen und Kambeck soll aber die einheitliche Bezeichnung "Zweitdeiche" für Mitteldeiche, Achterdeiche usw. in dem Sinne übernommen werden, daß es sich um Deichlinien hinter den Hauptdeichen (= Landesschutzdeichen) handelt, die im Falle eines Bruches des Hauptdeiches dessen Funktion - und wenn auch nur vorübergehend übernehmen können.

Zweitdeichlinien entstehen meist durch Vordeichungen, wobei dann der vorherige Hauptdeich zum Zweitdeich wird. Oft wird mit der Vorverlegung der Hauptdeiche auch eine Verkürzung der Deichlinie angestrebt; in diesem Jahrhundert wird dieses Prinzip besonders bei den Sturmflutsperrwerken angewendet, deren Dämme und bewegliche Verschlußtore eine stark verkürzte Hauptdeichlinie bilden, während gleichzeitig alle Deiche, die binnenseitig des Sperrwerkes oder der Sperrwerke liegen, zu Zweitdeichlinien werden; im Delta-Plan der Niederlande ist dieses Verfahren in bisher größter und radikalster Form verwirklicht worden.

Die Wirkung einer Zweitdeichlinie beruht – außer auf der Verkürzung der Hauptdeichlinie – auf dem sog. Redundanz = "Überfülle") ist bei technischen Systemen gemeint, daß absolut notwendige Bestandteile eines Systems doppelt oder mehrfach in einer solchen Art vorhanden sein müssen, daß im Falle eines Ausfalles des einen das zweite (oder das nächste) Teil die jeweilige notwendige Funktion übernehmen kann. Redundante Systeme werden vor allem in der Kerntechnik und in der Weltraumfahrt in hohem Maße angewandt; aber selbst die Vorschrift für Kraftfahrzeuge, die zwei voneinander unabhängige Bremssysteme fordert, stellt eine Anwendung des Redundanzprinzipes dar.

Mathematisch wird das Redundanzprinzip durch den Multiplikationssatz der Wahrscheinlichkeitsrechnung

$$p = p_1 \cdot p_2 \tag{1}$$

ausgedrückt, in dem p die Wahrscheinlichkeit dafür bedeutet, daß die Systemteile 1 und 2 zugleich versagen; p₁ und p₂ stellen die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Systemteile dar. Bei einem System aus Haupt- und Zweitdeich sind p₁ und p₂ die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Deichlinien; werden beide zu einmal – im Mittel! – in 100 Jahren angesetzt, so ist die Wahrscheinlichkeit für den Bruch beider Deichlinien einmal in 10000 Jahren, wobei noch nicht einmal berücksichtigt ist, daß die Zweitdeichlinie bei einer

Sturmflut erst nach dem Bruch der Hauptdeichlinie, also für wesentlich kürzere Zeit als diese, belastet wird.

Welche Wahrscheinlichkeit für einen Deichbruch besteht – es wird hierauf im nächsten Abschnitt eingegangen werden –, kann allgemein nicht gesagt werden, es hängt von der Lage, der Form und dem Zustand des Deiches, vom Untergrund und von vielen anderen Einflußgrößen ab. Es können aber allgemeine Überlegungen darüber angestellt werden, welcher Sicherheitszuwachs durch eine zweite Deichlinie gewonnen werden kann. Auch dieser Sicherheitszuwachs ist je nach den Gegebenheiten von verschiedenen Parametern mehr oder weniger stark abhängig; im Folgenden sollen einige dieser wichtigsten Einflüsse auf den Sicherheitszuwachs behandelt werden.

Mit dem Sicherheitszuwachs ist dabei immer die Zunahme an Sicherheit in dem Bereich binnenseits der zweiten Deichlinie gemeint; die Sicherheit in dem Gebiet zwischen den beiden Deichlinien (im Folgenden immer als Koog bezeichnet) bleibt allein von der Bruchsicherheit des Hauptdeiches abhängig.

2. Zur Wahrscheinlichkeit von Deichbrüchen

2.1 Deichbruchgefahr eines Einzeldeiches

Der mathematische Begriff der Wahrscheinlichkeit p = m/n als das "Verhältnis der für ein bestimmtes Ereignis A günstigen Zahl m zur Zahl der möglichen Fälle n" ist für das Ereignis eines Deichbruches insofern schwer zu übertragen, da, weil nur ein einziges Deichbruchereignis nötig ist, um eine Katastrophe auszulösen, der Ausdruck m = 1 zwar eindeutig festgelegt werden kann, daß aber die Zahl n, die allgemein als die Zahl der Jahre angesehen wird, in der das Ereignis – im Mittel! – einmal auftritt, nicht sicher bestimmt werden kann.

Im Gegensatz zum Würfelspiel, wo die "abstrakte Wahrscheinlichkeit" p = 1/6 für jede Augenzahl deduktiv festgelegt werden kann und jeder Wurf zugleich als "Ereignis" gewertet werden kann, und ebenfalls im Gegensatz zu den Statistiken der Versicherungsmathematik, die sich auf ein sehr großes Datenmaterial ("Gesetz der großen Zahlen") stützen können, sind bei der Deichbruchgefahr die Bestimmungen der Wahrscheinlichkeitsfunktionen wesentlich schwieriger; es sei hier auf die eingehenden Betrachtungen von v. MISES (1972) zur Frage der Bildung eines "Kollektives" verwiesen. Dies gilt bereits für die Frage der Wasserstandsstatistiken, wenn es um die Frage der Extremereignisse geht (vgl. Führböter, 1976).

Auf Abb. 1 und 2 ist schematisch dargestellt, wie qualitativ die Bruchwahrscheinlichkeit eines Deiches in Abhängigkeit von dem Wasserstand (= Sturmflutscheitelwasserstand) h₁ (auf das Vorland vor dem Deich oder auf NN bezogen) und dem Wellenauflauf r₁ im Verhältnis zur Deichhöhe H₁ (ebenfalls entweder auf die Vorlandhöhe H_v oder auf NN bezogen) betrachtet werden kann; es sei hier dabei bewußt zunächst die Frage ausgeklammert, welche Wahrscheinlichkeiten wiederum den Höhen des Wasserstandes h₁ und des Wellenauflaufes r₁ zuzuordnen sind. Wird die Summe von Wasserstand und Wellenauflaufhöhe mit

$$h_1 + r_1 = x \tag{2}$$

bezeichnet, so sind grundsätzlich zwei Bereiche für die Deichbruchwahrscheinlichkeit p = 1/n zu unterscheiden (Abb. 1 u. 2):

a) der unterkritische Bereich mit $h_1 + r_1 < H_1$

und

b) der überkritische Bereich mit
$$h_1 + r_1 \ge H_1$$

Es ist nun eine Erfahrungstatsache, daß beim Übergang vom unterkritischen Bereich, wo der Wellenauflauf die Deichkrone nicht erreicht, zum überkritischen Bereich sich eine starke Veränderung der Deichbruchwahrscheinlichkeit in der Art vollzieht, daß im unterkritischen

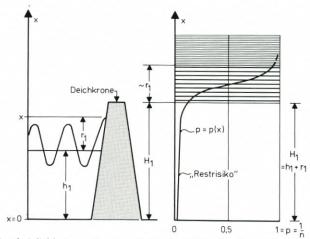


Abb. 1: Bruchwahrscheinlichkeit p = 1/n eines Deiches in Abhängigkeit von Wasserstand und Wellenauflauf im Verhältnis zur Deichhöhe (schematisch)

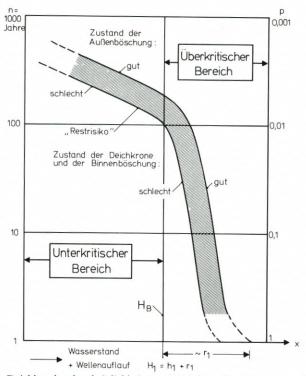


Abb. 2: Deichbruchwahrscheinlichkeit p = 1/n in logarithmischer Darstellung

Bereich die Funktion p = p(x) = 1/n Werte nahe Null besitzt, während sie im überkritischen Bereich, wo Wellenüberschlag oder gar ständige Überströmung eintritt, mit zunehmenden Werten von $x = h_1 + r_1 > H_1$ mit schnellem Anstieg asymptotisch auf den Wert 1 strebt (Abb. 1).

Im unterkritischen Bereich ist die Deichbruchgefahr allein von dem Zustand der Außenböschung in Verbindung mit der des Deichkörpers abhängig; die Deichkrone und Binnenböschung werden nicht unmittelbar belastet, wenn der Wellenauflauf unterhalb der Deichkronenhöhe bleibt. Ein "Restrisiko" ist aber auch in diesem Bereich vorhanden, weil die Zerstörung von Deichen durchaus auch von der Außenböschung her erfolgen kann; es sei hier z.B. auf die eingehende Analyse von Zitscher (1962) verwiesen. Die höchste Belastung erfolgt an der Außenböschung als Wellenbelastung um den Bereich des jeweiligen Ruhewasserspiegels, wobei oberhalb dieser Höhenlage die Deichhaut im wesentlichen durch die erosiven Schubspannungen aus dem Wellenauflaufschwall (Zitscher, 1962), unterhalb des Ruhewasserspiegels durch Druckschlagwirkungen (Führböter, 1966) angegriffen wird. Es ist heute allgemein bekannt, daß durch eine geeignete Formgebung der Außenböschung diese Kraftwirkungen weitgehend abgemindert werden können, wobei besonders die Wahl der Neigung der Außenböschung eine wichtige Rolle spielt; bei Böschungsneigungen flacher als 1:6 werden sowohl die Druckschlaggefährdung als auch die Erosionswirkung des Wellenauflaufschwalles stark vermindert; ebenso nimmt die Wellenauflaufhöhe mit der Böschungsneigung ab. Dennoch ist auch bei denjenigen Deichen, die nach den vorstehenden Erkenntnissen entworfen und gebaut wurden, auch im unterkritischen Bereich immer noch ein bestimmtes "Restrisiko" vorhanden (vgl. Abb. 1 u. 2), das sich in einer wenn auch kleinen Bruchwahrscheinlichkeit p = 1/n (und damit einer verhältnismäßig großen Zahl von Jahren = n) ausdrückt; es ist dabei ohne weiteres einsichtig, daß dieses "Restrisiko" monoton mit der Höhe von Wasserstand und Wellenauflauf zunehmen wird, wie es auf Abb. 1 und 2 schematisch angedeutet ist.

Dieses "Restrisiko" ist erheblich von der Pflege und dem Zustand der Grasnarbe und der darunter liegenden Kleidecke abhängig; Schwachstellen mit abgestorbenem Bewuchs und vor allem Wühltiergänge können Ansatzpunkte von gefährlichen Anfangsschäden werden (vgl. Wohlenberg, 1965). Ebenso aber kann grobes Treibzeug, das von den brechenden Wellen in ständiger Wiederholung entsprechend den Wellenperioden auf die Außenböschung geschleudert wird, der Deichhaut bedrohlich werden; dieses "Treibzeug" kann in seiner Größe bis zu gestrandeten Kleinfahrzeugen reichen. Aber auch sonst werden in zunehmendem Maße grobes Balkenwerk, Öltonnen usw. als Treibsel gefunden, so daß diese Gefahr in Zukunft immer größer werden wird.

Alle diese Schäden, die als Anfangsschäden im unterkritischen Bereich beginnen und sich zum vollständigen Deichbruch verstärken können, hängen entscheidend von der Verweilzeit und dem Zeitraum ab, in dem sich der Wasserstand in einem bestimmten Höhenstufenbereich aufhält; bei Sturmfluten an Tidemeeren ist die größte Verweilzeit am Sturmflutscheitel vorhanden (Führböter, 1979b). Neben dem Scheitelwasserstand ist also auch die Verweilzeit ein wichtiges Maß für die Schwere einer Sturmflut.

Es ist aber weiterhin bekannt, daß die Deichbruchgefahr schlagartig in dem Augenblick zunimmt, in dem der Wellenauflauf die Deichkrone erreicht und aus dem Wellenauflauf der Wellenüberlauf beginnt; hier beginnt dann der überkritische Bereich (vgl. Abb. 1 u. 2). Die meisten Deichbrüche zumindestens des vergangenen Jahrhunderts traten beim Erreichen oder beim Überschreiten dieser Bereichsgrenze ein.

Im Gegensatz zum unterkritischen Bereich sind es im überkritischen Zustand die Deichkrone und die Binnenböschung, die durch das Überschlagwasser der Wellen angegriffen werden; es ist aus zahlreichen Untersuchungen bekannt, daß die Überschlagmenge je überlaufender Welle mit zunehmendem Verhältnis $x = h_1 + r_1 > H_1$ (vgl. Abb. 1) äußerst stark zunimmt (vgl. z.B. Tautenhain, 1981). Im Gegensatz zur Außenböschung, wo die Schwerkraft dem Wellenauflauf sowohl entgegen als auch gleichgerichtet wirkt, ist das Wellenüberlaufwasser, das bereits an der Deichkrone eine bestimmte Anfangsgeschwindigkeit besitzt, beim Ablaufen auf der Binnenböschung einer stetigen positiven Beschleunigung ausgesetzt, so daß es zu wesentlich stärkerer Erosionskraft als bei Außenböschungen kommt. Außerdem ist die Binnenböschung fast immer steiler als die Außenböschung geneigt.

Ein weiterer wichtiger Unterschied zwischen Außen- und Binnenböschung ist, daß die Außenböschung in fast jedem Winter den Wellenbelastungen ausgesetzt wird, während eine Belastung der Binnenböschung durch Wellenüberlauf einen Ausnahmezustand darstellt, der nur bei Extremsturmfluten (etwa 1962 oder 1976), und auch dort nur für eine verhältnismäßig kurze Zeit, auftritt. Wenn die heutigen Empfehlungen besagen, daß zur Sicherheit gegen Erosionen aus Wellenüberlauf die Binnenböschung – bei gutem Kleiboden und gesundem Bewuchs – mindestens 1:3 (oder flacher) geneigt sein soll, so reicht doch hier das "Kollektiv" bei weitem nicht aus, um verläßliche Angaben über die wirkliche Sicherheit einer Binnenböschung unter der Wirkung des Wellenüberlaufes zu erhalten; auf jeden Fall wird auch hier die Verweilzeit (Führböter, 1979b) eine entscheidende Rolle spielen.

Die bisherigen Erfahrungen können dahingehend zusammengefaßt werden, daß vom Erreichen der Grenze des überkritischen Bereiches an die Deichbruchwahrscheinlichkeit stark zunimmt; spätestens dann, wenn der Ruhewasserstand h_1 auf die Höhe der Deichkrone H_1 ansteigt und dann jede Welle überläuft – also der Zustand der ständigen Überströmung nicht mehr weit ist –, kann damit gerechnet werden, daß an irgendeiner Stelle der Deichstrecke der vollständige Deichbruch eintritt, die Bruchwahrscheinlichkeit p = 1/n also asymptotisch auf 1 und p0 damit auf 1 strebt (Abb. 1 und 2).

Bemerkung: Es wurden (und werden auch in den folgenden Ausführungen) nur die üblichen Kleideiche mit Grasbewuchs betrachtet, die bei den heutigen Bauweisen fast immer einen Sandkern enthalten. Es besteht Einigkeit darüber, daß Deiche mit Asphaltbekleidung eine höhere Sicherheit gegen Wellenüberschlag haben, vorausgesetzt, daß auch die Binnenböschung befestigt wird. Dennoch kann auch hier eine Bruchgefahr nicht ausgeschlossen werden, wenn bei stetiger Überströmung durch Wellen schließlich der Deichkörper wie ein Wehrrücken wirkt, nur mit dem Unterschied, daß die hydrodynamischen Kräfte, die auf ein normales, stationär überströmtes Wehr wirken, ungleich geringer als die hochfrequentig-hydrodynamischen Belastungen des durch Wellen überspülten Deiches sind; es ist aber undenkbar, daß Deiche in gleicher Art wie Wehre (mit Tosbecken u.a.) bemessen werden. Beim Asphaltdeich genügt aber wegen der verhältnismäßig dünnen Deichhaut bereits ein geringer Anfangsschaden, um den fast sofortigen Deichbruch einzuleiten; dieses gilt auch für die Außenböschung von Asphaltdeichen in bezug auf grobes Treibzeug. Hier können schwere Balken o. ä. wie mittelalterliche "Rammwidder" wirken.

Es liegen hier noch wesentlich weniger Erfahrungen über das Bruchverhalten solcher Deiche vor als bei den üblichen Kleideichen, so daß selbst schematische Diagramme wie die auf Abb. 1 und 2 nicht für diese Deiche aufgestellt werden können.

Wie in der Einleitung (vgl. Abschnitt 1) betont wurde, kann es hier nicht darum gehen, eine absolute Deichsicherheit zu untersuchen, sondern es soll der relative Sicherheitszuwachs behandelt werden, der durch eine Zweitdeichlinie erreicht werden kann. Hierzu ist es aber notwendig, die nur qualitativ zu verstehenden Darstellungen nach Abb. 1 und 2 einer gewissen überschlägigen Quantifizierung zu unterziehen, was auf Abb. 3 wie folgt geschieht:

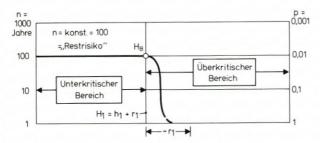


Abb. 3: Deichbruchwahrscheinlichkeit p = 1/n als Näherungsfunktion (schematisch)

Als Näherungsfunktion wird für den unterkritischen Bereich die Wahrscheinlichkeit p = p(x) (vgl. Abb. 1 u. 2) durch einen über diesen Bereich konstanten Wert p = 1/n genähert, wobei bei den folgenden Betrachtungen $n \sim 100$ gesetzt werden soll. Dies ist als Erfahrungswert insofern gerechtfertigt, weil im unterkritischen Bereich bei Deichen, die nach den derzeitigen Erkenntnissen auf sicherem (!) Untergrund gebaut wurden, größere Bruchwahrscheinlichkeiten bisher – im Mittel! – nicht aufgetreten sind; selbst aber dann, wenn dieser Wert auf die Hälfte, also auf n = 50 Jahre, vermindert wird (was eine sehr pessimistische Annahme im unterkritischen Bereich darstellen würde), wird davon der relative Sicherheitszuwachs nicht nennenswert betroffen.

Für den Übergangspunkt vom unterkritischen zum überkritischen Bereich wird ebenfalls noch mit dem Konstantwert p = 1:n = 1:100 gerechnet (Abb. 3); er dürfte an dieser Stelle mit dem Höchstwert für den mit Wasserstand und Wellenauflauf veränderlichen Wert p(x) auf Abb. 1 und 2 identisch sein.

Im überkritischen Bereich wird – zur unsicheren Seite hin! – vereinfacht angenommen, daß hier für $h_1 + r_1 \ge H_1$, also für den Beginn des Wellenüberlaufes, die Sicherheit im Bereich $H_1 < x < h_1 + \sim r_1$ unmittelbar auf Null und damit die Bruchwahrscheinlichkeit p sowie n auf 1 fallen; eine gewisse Restsicherheit ist durch die Kurve rechts des Punktes H_B zwar angedeutet, sie soll aber quantitativ im Folgenden nicht berücksichtigt werden.

2.2 Sicherheitszuwachs durch eine Verkürzung der Deichlinie

Wenn hier vorrausgesetzt wird, daß bei einer Verkürzung (oder auch Verlängerung) einer Deichstrecke die gleiche Sicherheit (oder Bruchwahrscheinlichkeit) bei gleichen Deichstrekkenlängen besteht, so kann die Gleichung, die Poisson (1941) für nacheinanderfolgen de und voneinander unabhängige Ereignisse anwendete, auch für gleichzeitig stattfindende, unabhängige Ereignisse verwendet werden, sofern die Zufallsgrößen stationär (und ergodisch) sind. Es wird dann die zusammengesetzte Wahrscheinlichkeit pz

$$p_z = 1 - (1 - p)^m (3)$$

oder mit der veränderten Deichlänge L gegenüber der ursprünglichen Deichstrecke Lo

$$p_z = 1 - (1 - p)^{\frac{L}{L_o}} \tag{4}$$

Dies bedeutet, daß die zusammengesetzte Wahrscheinlichkeit p_z als Bruchwahrscheinlichkeit

$$\begin{array}{lll} p_{zo} = 1 - (1-p)^1 = p & & \text{für L} = L_o \\ p_z = 1 - (1-p)^\infty = 1 & & \text{für L} >> L_o \\ p_z = 1 - (1-p)^o = 0 & & \text{für L} << L_o \end{array}$$

wird.

Ist also $p_{zo} = 1$: $n_o = p$ die Bruchsicherheit der Deichstrecke der Länge L_o und $p_z = 1$: n die der Länge L, so kann der Sicherheitszuwachs durch die Verkürzung der Deichlinie von der Ursprungslänge L_o auf L durch

oder über n durch $\frac{p_z}{p_{zo}} = \frac{1 - (1 - p)^{\frac{L}{L_o}}}{p}$ (5a)

$$\frac{n}{n_o} = \frac{p}{1 - (1 - p)^{\frac{L}{L_o}}}$$
 (5b)

ausgedrückt werden, wobei jede Deichverkürzung von L_o auf L einer Zunahme von n gegen n_o entspricht; dieser Sicherheitszuwachs n/n_o ist auf Abb. 4 in Abhängigkeit von der relativen Deichverkürzung L/L_o dargestellt.

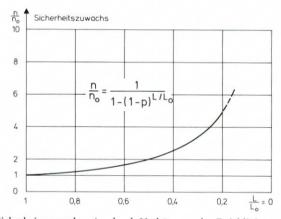


Abb. 4: Sicherheitszuwachs n/no durch Verkürzung der Deichlinie von Lo auf L

Es geht aus Abb. 4 hervor, daß dieser Sicherheitszuwachs n/n_0 bei Werten von L/L_0 , die wenig unter 1 liegen, nur langsam zunimmt, bei einer Verkürzung um 20 % (entsprechend $L/L_0=0,8$) liegt er bei 1,2, erst bei der Verkürzung auf die Hälfte der ursprünglichen Deichlinie $(L/L_0=0,5)$ wird der annähernd doppelte Sicherheitszuwachs erreicht, eine dann allerdings sehr starke Zunahme tritt erst bei Werten von $L/L_0<0,2$ ein (Abb. 4).

Dieser Sicherheitszuwachs gilt – gleiche Verhältnisse auf allen Deichstrecken vorausgesetzt – sowohl im unterkritischen als auch im überkritischen Bereich.

2.3 Sicherheitszuwachs durch eine Zweitdeichlinie

Vorbemerkung: Im Folgen ist mit n_2 immer (in $p = 1/n_2$) die Sicherheit (in Jahren) gemeint, die zwei Deichlinien für die dadurch geschützten Niederungen bieten, mit n_1 (in $p = 1/n_1$) die Sicherheit, die nur eine einzige Deichlinie aufweist; der

Sicherheitszuwachs
$$\frac{n_2}{n_1}$$

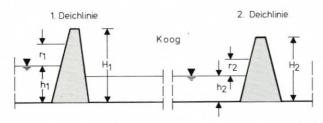


Abb. 5: Wasserstände h und Wellenauflaufhöhen r bei zwei Deichlinien

ist also die relative Zunahme der Sicherheit, die eine zweite Deichlinie gegenüber nur einer einzigen Linie aufweist.

Die Bezeichnungen für die Verhältnisse beim Bestehen einer Zweitdeichlinie gehen aus Abb. 5 hervor; die Vorlandhöhe vor der ersten Deichlinie sowie die Geländehöhe im Koog gehen dabei zunächst noch nicht in die folgenden Betrachtungen ein; sie werden im Folgenden zunächst als gegeben angenommen; das gleiche gilt für die Wellenauflaufhöhen.

Der Sicherheitszuwachs beim Bestehen einer Zweitdeichlinie ist auf Abb. 6 in Abhängigkeit von den Ausgangsgrößen $h_1 + r_1$ (Wasserstand und Wellenauflauf vor der 1. Deichlinie) und $h_2 + r_2$ (Wasserstand und Wellenauflauf vor der 2. Deichlinie) dargestellt; der Wellenauflauf r_2 ist dabei i. allg. wesentlich geringer als der an der Hauptdeichlinie (vgl. Abschnitt 4). Es bedeutet der Punkt H_{B1} den Übergang vom unterkritischen zum überkritischen Bereich bei der ersten Deichlinie, der Punkt H_{B2} den entsprechenden Punkt an der zweiten Deichlinie; der Sicherheitszuwachs wird hier durch die Zunahme von n gegenüber dem Wert, der bei einer einzigen Deichlinie besteht, ausgedrückt.

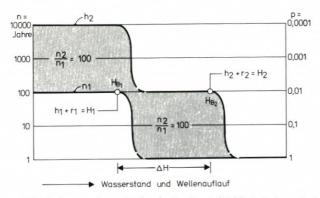


Abb. 6: Sicherheitszuwachs n2/n1 durch eine Zweitdeichlinie (schematisch)

Es sind auf Abb. 6 drei Bereiche zu unterscheiden:

1. Bereich:
$$h_1 + r_1 < H_1$$

Beide Deiche befinden sich hier im unterkritischen Bereich; hier gilt das Produktengesetz der Wahrscheinlichkeitsrechnung in der Art, daß in den unterkritischen Bereichen die Wahrscheinlichkeiten sich in der Form $p = p_1 \cdot p_2$ (1)

p = Wahrscheinlichkeit für den Bruch beider Deiche

p₁ = Wahrscheinlichkeit für den Bruch der 1. Deichlinie

p₂ = Wahrscheinlichkeit für den Bruch der 2. Deichlinie

überlagern. Ist nach Abb. 3 die Bruchwahrscheinlichkeit beider Deiche gleich groß und zu 1:n angenommen, so wird mit

$$p_1 = 1/n \text{ und } p_2 = 1/n$$

$$p = \frac{1}{n^2} \tag{6}$$

oder, wenn die Wahrscheinlichkeit für den Bruch beider Deichlinien mit n₂ ausgerechnet wird:

$$n_2 = n^2 \tag{7}$$

was mit n = 100 (vgl. Abb. 3)

$$n_2 = 10\,000\,\text{Jahre}$$

oder einen Sicherheitszuwachs von

$$\frac{n_2}{n_1} = n = 100$$

ergibt.

Hiermit wird die in Abschnitt 2.1 dargelegte Behauptung verständlich, daß auch bei Restrisiken von n = 50 Jahren für eine einzelne Deichlinie sich keine grundlegende Änderung des Sicherheitszuwachses ergibt, denn ob ein Ereignis im Mittel im Zeitraum von 10 000 Jahren oder 2500 Jahren oder einmal in 100 Jahren oder 5 Jahren zu erwarten ist, liegt als Zeitgrößenunterschied in derartigen Größenordnungen, daß in beiden Fällen allein die Zehnerpotenz im Sicherheitszuwachs entscheidend ist.

2. Bereich:
$$h_1 + r_1 \ge H_1$$

 $h_2 + r_2 < H_2$

Hier wird zur unsicheren Seite hin wiederum angenommen, daß die erste Deichlinie sofort nach Erreichen des kritischen Bereiches bricht (Punkt H_{B1}) und daß dann allein die zweite Deichlinie den Landesschutz übernehmen muß. Auch hier gilt weiterhin das Produktengesetz der Wahrscheinlichkeitsrechnung, nur daß hier für die erste Deichlinie n=1 zu setzen ist; bei gleichen Wahrscheinlichkeiten wird jetzt

$$n_2 = 100$$
 Jahre

es bleibt aber nach wie vor der Sicherheitszuwachs von

$$\frac{n_2}{n_1} = n = 100$$

auch in diesem 2. Bereich erhalten.

3. Bereich:
$$h_2 + r_2 \ge H_2$$

Hier wird, nochmals wie im 2. Bereich, zur unsicheren Seite hin angenommen, daß auch die zweite Deichlinie bricht, sobald sie in den überkritischen Bereich gelangt (Punkt H_{B2}); hier erst wird wie bei der einzelnen Deichlinie die Bruchwahrscheinlichkeit zu

$$p_2 = p_1 = 1$$

Es soll aber noch einmal betont werden, daß die Festlegung, daß sofort nach Erreichen des überkritischen Bereiches ein Deichbruch eintreten muß, eine extrem ungünstige Annahme ist. Dies gilt besonders für die zweite Deichlinie, die erst bei voll entwickeltem Wasserstand und

entwickeltem Seegang und Wellenauflauf eine vergleichbare Belastung wie die erste Deichlinie erfährt; die dazu gehörige Verweilzeit wird immer nur ein Bruchteil derjenigen bei der ersten Deichlinie sein.

Für die Größe des 2. Bereiches, der durch die "Wasserstandsreserve" ΔH zwischen den Punkten H_{B1} und H_{B2} ausgedrückt werden kann (Abb. 6), ist neben der Verweilzeit des Sturmflutwasserstandes besonders die Koogfläche A zwischen den beiden Deichlinien von Bedeutung, wie Abb. 7 schematisch zeigt.

Je größer nämlich diese Koogfläche A ist, umso länger dauert es, bis sich der Wasserstand h₂ vor der zweiten Deichlinie aufbauen kann; diese Fragen werden in Zusammenhang mit der Verweilzeit eingehend im folgenden Abschnitt untersucht.

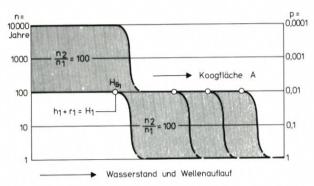


Abb. 7: Sicherheitszuwachs n₂/n₁ bei zunehmender Koogfläche A (schematisch)

Der Sicherheitszuwachs durch eine zweite Deichlinie kann auch mit einer Wasserstandshäufigkeitslinie untersucht werden, die in einfachster Form (vgl. z.B. Wemelsfelder, 1939) durch eine logarithmische Funktion

$$H = H(n) = H_o + \alpha \cdot \ln n \tag{8}$$

genähert werden kann (Abb. 8).

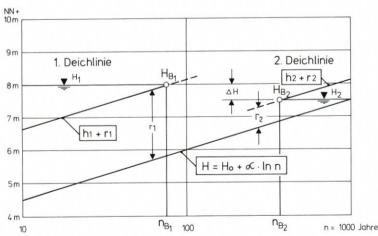


Abb. 8: Darstellung des Sicherheitszuwachses einer Zweitdeichlinie in einer Wasserstandshäufigkeitslinie (schematisch)

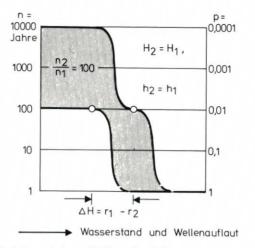


Abb. 9: Sicherheitszuwachs bei verminderter Wellenauflaufhöhe r₂ (Koog ausgespiegelt, gleiche Deichhöhen H₁ und H₂)

Die Wasserstandshöhe h_1 ist dabei durch die Funktion H(n) ausgedrückt; darüber liegt die Wellenauflaufhöhe r_1 , die beim Schnitt mit der Höhe H_1 den Punkt H_{B1} ergibt; entsprechend verläuft die Funktion $h_2 + r_2$; ihr Schnitt mit H_2 ergibt den Punkt H_{B2} , der um die Höhe der "Wasserstandsreserve" ΔH unter dem Punkt H_{B1} liegt. Zu beiden Punkten H_{B1} und H_{B2} lassen sich die Bruchwahrscheinlichkeiten zu n_{B1} und n_{B2} bestimmen; es ist

$$H_1 = H_o + \alpha \cdot \ln n_{B1} + h_1 + r_1 \tag{9}$$

$$H_2 = H_o + \alpha \cdot \ln n_{B2} + h_2 + r_2 \tag{10}$$

was

$$ln \ n_{B2} - ln \, n_{B1} = \frac{1}{\alpha} \left(H_2 - h_2 - r_2 - [H_1 - h_1 - r_1] \right)$$

oder

$$\frac{n_{B2}}{n_{B1}} = e^{\frac{1}{\alpha} (H_2 - h_2 - r_2 - [H_1 - h_1 - r_1])}$$
 (11)

ergibt, wobei der Verhältniswert

$$\frac{n_{B2}}{n_{B1}}$$

als Bruchsicherheitszuwachs – der zusätzlich zu dem Sicherheitszuwachs n_2/n_1 nach Abb. 6 und 7 auftritt – die Größe des Bereiches 2 zwischen den Punkten H_{B_1} und H_{B2} wiedergibt.

Für ein einfaches Beispiel, in dem angenommen werden soll, daß die Deichhöhe H_1 gleich der Deichhöhe H_2 ist und wo außerdem der (nur bei kleinen Kögen wahrscheinliche) Zustand angenommen wird, daß in der Nähe des Höchstwasserstandes der Koogwasserstand mit dem Außenwasserstand ausgespiegelt ist, h_2 also ebenfalls = h_1 wird, ist auf Abb. 9 der zusätzliche Sicherheitszuwachs im überkritischen Bereich für $h_1 + r_1 > H_1$ schematisch dargestellt, der sich aus der kleineren Wellenauflaufhöhe r_2 an dem Zweitdeich gegenüber der Auflaufhöhe r_1 an der ersten Deichlinie ergibt; für das Verhältnis der zusätzlichen Bruchwahrscheinlichkeit ergibt dies

 $\frac{n_{B2}}{n_{B1}} = e^{\frac{1}{\alpha} (r_1 - r_2)} \tag{12}$

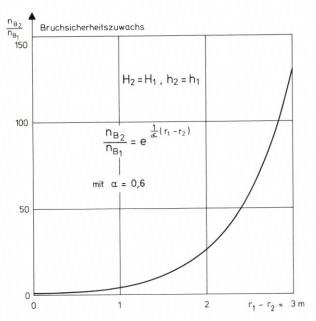


Abb. 10: Bruchsicherheitszuwachs n_{B2}/n_{B1} in Abhängigkeit von der Differenz der Wellenauflaufhöhen r_1 – r_2 (Koog ausgespiegelt, gleiche Deichhöhen H_1 und H_2)

Wird $\alpha=0,6$ gesetzt, was nach Führböter (1976) annähernd für die deutschen Pegel gilt, so ist mit diesem Wert der Bruchsicherheitszuwachs – der zusätzlich zu dem Sicherheitszuwachs n_2/n_1 im unterkritischen Bereich wirkt – auf Abb. 10 aufgetragen. Abb. 10 zeigt, daß dieser zusätzliche Sicherheitszuwachs bei Differenzwerten um 1 m noch klein ist (ungefähr das 4fache), aber bei $r_1-r_2=2$ m bereits das rd. 25fache erreicht und bei $r_1-r_2=3$ m das rd. 130-fache beträgt.

Es kann also zusammengefaßt werden, daß der Sicherheitszuwachs durch eine zweite Deichlinie

- im unterkritischen Bereich (der Wellenauflauf erreicht nicht die Deichkrone der ersten Deichlinie) um etwa 2 Zehnerpotenzen (Verhältnis n₂/n₁)
- im überkritischen Bereich (der Wellenauflauf überschreitet die Höhe der ersten Deichlinie, und es wird zur unsicheren Seite hin angenommen, daß der erste Deich dann sofort bricht) um etwa 1 bis 2 Zehnerpotenzen und mehr (Verhältnis n_{B2}/n_{B1})

beträgt, wobei im überkritischen Bereich das Verhältnis des Wasserstandes h₂ und des Wellenauflaufes r₂ im Koog zur Höhe der Zweitdeichlinie H₂ eine entscheidende Rolle spielen.

Daß ein einzelner Deich niemals die gleiche Sicherheit wie eine Zweitdeichlinie bieten kann, zeigt Abb. 11. Sowohl im unterkritischen als auch im überkritischen Bereich fehlen die Reserven, die die zweite Deichlinie bietet.

Die Sicherheiten bleiben um die Größenordnungen von Zehnerpotenzen gegenüber denen zurück, die durch eine zweite Deichlinie erreicht werden können.

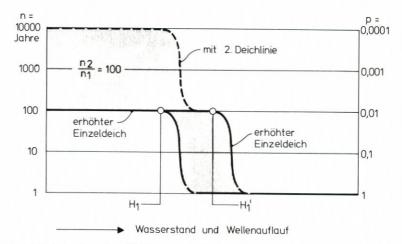


Abb. 11: Sicherheit eines Einzeldeiches im Vergleich zu der einer Zweitdeichlinie (schematisch)

3. Zur Überflutung eines Kooges

3.1 Zur Hydromechanik eines Deichbruches

Unabhängig von der Entstehung des Anfangsschadens – ob von der Außenböschung oder von der Binnenböschung her – setzen nach der Zerstörung der Deckschicht (Klei) Vorgänge ein, die eine schnelle Ausweitung des Deichbruches sowohl in die Tiefe als auch in die Breite zur Folge haben. Wenn der Deichkern aus Sand besteht, wird die Tiefenerosion in Kürze bis auf die Deichsohle (= gewachsener Boden) gehen und wird dann in und stromab der Bruchstelle einen Kolk erzeugen, dessen Grenzen sowohl stromauf als auch stromab erweitert werden; es hängt von der Erosionsfestigkeit des Deichuntergrundes ab, wie schnell diese Kolkbildung fortschreitet.

Obwohl die Abmessungen des Kolkes von großer Bedeutung für die Beseitigung des Deichbruches und der Deichbruchschäden sind, haben seine Tiefen und Längen für den Einströmvorgang (und damit auf die Füllung des Kooges) unmittelbar keinen Einfluß. Dies ist dadurch bedingt (Abb. 12), daß bei der Koogfüllung durch die Deichbruchstelle zunächst ein Fließwechsel über der höchsten Stelle im Bruchquerschnitt entsteht; diese Stelle ist meistens durch den Rest des stehengebliebenen Deichfußes gegeben (vgl. die Beschreibung des Deichbruches am Ülvesbüller Koog bei Wohlenberg, 1963). Ist die Höhe dieser Schwelle H_s (über NN) und H(t) der augenblickliche Wasserstand (über NN), so ist die Überfallhöhe h (vgl. Abb. 12)

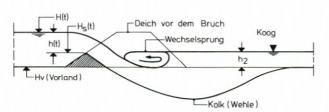


Abb. 12: Deichbruchstelle (schematisch)

Die Höhe der Überlaufschwelle H_s nimmt mit fortschreitender Tiefenerosion ab, ebenso ändert sich der Ruhewasserstand H-entsprechend der Tidekurve; so ist die Überfallhöhe h ebenfalls als h(t) eine Funktion der Zeit:

$$h(t) = H(t) - H_s(t)$$
(13)

Dabei muß weiterhin bedacht werden, daß in H(t) auch noch die hochfrequentigen Wasserspiegeländerungen infolge der Wellenbewegung enthalten sind.

Solange der Fließwechsel auftritt, kann für den Durchfluß q je Breiteneinheit die Formel für den vollkommenen Überfall verwendet werden:

$$q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \tag{14}$$

q = Durchfluß in m3/s je m Breite

 $\dot{\mu}$ = dimensionsloser Beiwert, von der Form der Wehrschwelle abhängig

 $g = Erdbeschleunigung = 9,81 \text{ m/s}^2$

h = Überfallhöhe in m

= H - H_s nach Abb. 12

Es wird dabei die Anströmgeschwindigkeit vernachlässigt, was zulässig ist, weil die Zuflußquerschnitte vor der Bruchstelle bei der radialen Zuströmung von See her groß sind.

Bei dem dimensionslosen Beiwert μ muß berücksichtigt werden, daß die Schwellenhöhe H_s über der Vorlandhöhe H_v (Abb. 12) sehr klein werden und bei vollständigem Deichbruch ganz verschwinden kann (Abb. 13). Es ist dann günstiger, die Abflußleistung der Deichbruchstelle unmittelbar aus dem Extremalprinzip des Energiesatzes zu berechnen.

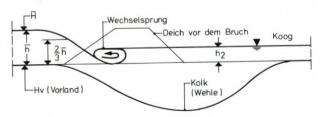


Abb. 13: Vollständiger Deichbruch (schematisch)

Dadurch entfällt am engsten Fließquerschnitt 2/3 der Energiehöhe (= h) auf die Wassertiefe und 1/3 auf die Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$, so daß sich hier der Durchfluß q je Breiteneinheit mit der Durchflußfläche $F=1\cdot 2/3\cdot h$ zu

$$q = F \cdot v = \frac{2}{3} \cdot h \cdot v \tag{15}$$

und mit

$$v^2/2g = \frac{1}{3} \text{ h oder } v = \sqrt{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{2gh}$$
 (16)

zu

$$q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$
 (17)

ergibt, was einem Beiwert

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{3}} = 0,577$$

entspricht; es kann für q dann

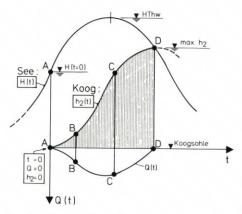


Abb. 14: Koogfüllung als Funktion der Zeit t (schematisch)

$$q = \sqrt{\frac{8}{27} \cdot g} \cdot h^{3/2} \tag{18}$$

geschrieben werden, wobei mit der Breite b der Bruchstelle dann der Gesamtdurchfluß

$$Q = b \cdot q = b \cdot \sqrt{\frac{8}{27} \cdot g} \cdot h^{3/2}$$
 (19)

wird.

Da sich die Bruchstelle ständig erweitert und auch h zeitlich veränderlich ist, ist Q ebenfalls eine zeitabhängige Größe

$$Q = b(t) \cdot \sqrt{\frac{8}{27} \cdot g} \cdot h(t)^{3/2} = Q(t)$$
 (19)

Auf Abb. 14 ist schematisch gezeigt, wie sich nach dem Beginn eines Deichbruches (t = 0) der zeitliche Verlauf einer Koogfüllung nach der Gleichung einstellt:

$$h_2(t) = \frac{1}{A} \int_0^t Q(t) \cdot dt$$
 (20)

mit

h₂(t) = Wasserstand über der Koogsohle in m

A = Koogfläche in m²

 $Q(t) = Durchfluß in m^3/s$

= Zeit von Beginn des Deichbruches an in s

Es sind hierbei drei Zeitabschnitte zu unterscheiden:

Zeitabschnitt A – B:

In dieser Zeit erweitert sich der Deichbruch bis zur Deichsohle, bis annähernd $H_s = 0$ und damit $h = H - H_v$ wird;

Zeitabschnitt B - C:

Dieser Zeitabschnitt ist hauptsächlich durch eine stetige Verbreiterung der Deichbruchweite b = b(t) gekennzeichnet. Außerdem folgt hier die Überfallhöhe h(t) im wesentlichen dem Tidewasserstand H(t), der Durchfluß verändert sich also mit der Potenz 3/2 = 1,5 der Überfallhöhe h;

Zeitabschnitt C - D:

Hier wird bei zunehmendem Koogwasserstand h_2 von einer bestimmten Wassertiefe an, die etwa bei $h_2 = 2/3$ h liegt, der Zustand des unvollkommenen Überfalls erreicht, bei dem mit dem Fließwechsel auch der Wechselsprung (Abb. 12 und 13) verschwindet. Damit wird der Durchfluß gegenüber dem vollkommenen Überfall auch von dem Wasserstand h_2 beeinflußt und dadurch verkleinert (Rückstaueffekt).

Die Form der Füllungskurve $h_2(t)$ ist stark sowohl von den Tiefen- und Breitenentwicklungen des Deichbruches, von dem Verlauf der Tidekurve H(t) sowie der Tidephase, bei der der Bruchbeginn einsetzt, und – vor allem! – von der Koogfläche A abhängig; sie beginnt aber immer mit $h_2(t=0)=0$ bei Punkt A und endet mit $h_2(t)=H(t)$ am Punkt D zu dem Zeitpunkt, wo bei Ausspiegelung der Wasserstände zwischen der See und dem Koog mit max. h_2 im Koog der höchste Wasserstand dieser Sturmtide erreicht wird; von diesem Zeitpunkt an beginnt der Wasserstand im Koog wieder zu fallen. Es sei aber an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß der Füllungsverlauf wesentlich schneller verläuft, wenn durch eine kurz vorhergegangene Sturmflut diese Deichbruchstelle schon vorhanden war.

Da die Funktionen H(t), $H_s(t)$ und damit h(t) sowie b(t) und damit auch Q(t) nicht voraussehbar sind, dagegen der Füllungsgrad des Kooges (ausgedrückt durch die Wassertiefe h_2) von größter Bedeutung für die Wirksamkeit einer zweiten Deichlinie ist, sollen für eine Anwendung mit Näherungsverfahren diese Beziehungen durch Bildung von Mittelwerten linearisiert werden.

3.2 Näherungslösungen für die Deichbruchfunktionen

Es geht hier darum, für die Funktionen H(t), $H_s(t)$ und damit h(t) sowie für b(t) sinnvolle Mittelwerte einzuführen, die eine überschlägige Untersuchung und Analyse derjenigen Parameter erlauben, die bei einem Deichbruch den größten Einfluß auf den Füllungsgrad des betroffenen Kooges haben. Von der Sturmtide her H = H(t) ist allgemein bekannt, daß der Scheitelwert $H_{max} = HThw$ in den meisten Fällen darüber entscheidet, ob ein Deichbruch eintritt oder nicht. Es ist für die Auswirkungen eines Deichbruches aber ebenfalls von größter Bedeutung, wie lange dieser Wasserspiegel sich in der Nähe des Scheitelwertes aufhält, also ob es sich um eine "schlanke" oder "füllige" Windstaukurve (Hensen, 1962) handelt. Diese kann quantitativ durch den Begriff der Verweilzeit (Führböter, 1979b) ausgedrückt werden.

Für den vorliegenden Fall hat es sich als vorteilhaft erwiesen, die maßgebende Verweilzeit Δt auf einen Höhenbereich von $\Delta H = 1$ m unter dem Scheitelwasserstand HThw zu beziehen, wie es auf Abb. 15 schematisch dargestellt ist. Die Auswertungen der bisherigen Extremsturmfluten haben gezeigt, daß die Verweilzeiten am 16./17. Februar 1962 mit rd. 6 Stunden gegenüber denen der Sturmflut am 3. 1. 1976 mit nur rd. 3 Stunden nahezu doppelte Werte aufwiesen (Führböter, 1979b). Zwischen 3 und 6 Stunden kann also nach den bisherigen Erfahrungen der Wertevorrat dieser Verweilzeiten schwanken; als mittlerer Wasserstand dazu kann entsprechend dem Höhenunterschied $\Delta H = 1$ m der Wasserstand angesetzt werden, der dann als mittlerer Wasserstand \overline{H} um 0,5 m unter dem Scheitelwasserstand HThw liegt.

Für die Schwellenhöhe H_s muß angenommen werden, daß, wenn nicht besondere Vorkehrungen getroffen werden (worauf noch eingegangen wird, vgl. Abschn. 5), die Tiefenerosion bis auf die Höhe des Vorlandes H_v fortschreitet; daß beim Ülvesbüller Koog noch nach Ablaufen der Sturmflut eine gewisse Schwellenhöhe vorhanden war (Wohlenberg, 1973), ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß der verhältnismäßig kleine Koog

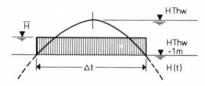


Abb. 15: Verweilzeit At und Mittelwert H am Hochwasserscheitel

(105 ha) bereits nach 1,5 Stunden gefüllt war, die hohen Strömungsgeschwindigkeiten also nur kurze Zeit bestanden und daher die Tiefenerosion nicht voll wirksam wurde.

Es kann damit die mittlere Überfallhöhe h zu

$$\overline{h} = \overline{H} - H_v \tag{21}$$

angesetzt werden.

Wesentlich schwieriger ist es, einen sinnvollen Mittelwert für die Deichbruchweite b anzunehmen. Es ist sicher, daß die seitliche Ausweitung eines Deichbruches bei einem Deich, der massiv aus gutem Klei besteht, langsamer als bei einem Deich mit Sandkern vor sich geht; ein Anhaltspunkt ist hier wieder die Bruchstelle des Ülvesbüller Koogdeiches, die am Morgen des 17. 2. 1962 eine Breite von 80 m aufwies, wobei allerdings auch hier die kurze Füllzeit zu beachten ist. Im allgemeinen ist zu erwarten, daß bei kleinen Kögen die Bruchstelle sich nicht so stark verbreitert wie bei großen Kögen, wo die Füllzeit und damit die Dauer der Seitenerosion erheblich länger sind.

Es sollen im Folgenden mittlere Breiten von

$$\overline{b} = 100 \text{ m}$$

in Rechnung gestellt werden, womit eingeschlossen ist, daß am Ende des Füllvorganges die Bruchstelle 200 m und mehr breit ist; in einer besonderen Überlegung wird aber außerdem auf die Frage eingegangen werden, welchen Einfluß auch größere Breiten auf den Füllungsvorgang haben.

Sind auf diese Art Mittelwerte gebildet worden, so kann der Füllungsvorgang nach Abb. 14 im Bereich zwischen den Punkten A und B durch eine lineare Funktion (vgl. Abb. 16) genähert werden:

$$h_{2}(t) = \frac{1}{A} \int_{0}^{t} Q(t) \cdot dt$$

$$= \frac{1}{A} \cdot \overline{Q} \cdot dt$$
(20)

$$= \frac{1}{A} \cdot \overline{b} \cdot \sqrt{\frac{8}{27} \cdot g} \cdot \overline{h}^{3/2}$$
 (22)

Mit bekannter Koogfläche A kann diese Funktion mit den entsprechenden Mittelwerten unter Berücksichtigung der Verweilzeiten ausgewertet werden.

3.3 Überschlagsrechnungen von Koogfüllungen

3.3.1 Abhängigkeit von der mittleren Überfallhöhe h und der Verweilzeit

Es wurde hier angenommen, daß bei einem Scheitelwasserstand von NN + 6,0 m (entspechend einem \overline{H} von NN + 5,5 m) der Deichfuß nach dem Deichbruch in kürzester Zeit auf Vorlandhöhen abgetragen wird, die bei den neuen Hauptdeichen zwischen $H_v = NN + 1$

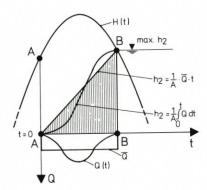


Abb. 16: Lineare Näherung der Koogfüllung als Funktion der Zeit

0,5 m und $H_v = 1,5$ m liegen; bei dieser sehr günstigen Annahme wird keine Vorlandaufhöhung berücksichtigt und außerdem die vollständige Zerstörung einer etwaigen Deichfußsicherung vorausgesetzt. Es ergeben sich damit drei mittlere Überfallhöhen zwischen 4,0 m und 5,0 m:

$$\overline{h} = 5.5 - 1.5 = 4.0 \text{ m}$$

 $\overline{h} = 5.5 - 1.0 = 4.5 \text{ m}$
 $\overline{h} = 5.5 - 0.5 = 5.0 \text{ m}$

Mit der angenommenen mittleren Breite $\overline{b} = 100 \,\mathrm{m}$ ergibt sich dann zunächst die Füllmenge

 $V = \overline{Q} \cdot t = \overline{b} \cdot \sqrt{\frac{8}{27} \cdot g} \cdot \overline{h}^{3/2} \cdot t \tag{23}$

die in Abhängigkeit von der Füllzeit t auf Abb. 17 dargestellt ist; außerdem zeigt Abb. 17 die Füllhöhen H_2 für Koogflächen von 100 ha und 1000 ha.

Es geht aus Abb. 17 hervor, daß die Variation der Überfallhöhen im Bereich 4,0 m $\leq \overline{h} \leq$ 5,0 bei weitem nicht den Einfluß auf Füllmengen und Füllhöhen hat, den die Zeit t und damit die Verweilzeit Δt aufweist.

Entsprechend der linearisierten Abhängigkeit bedeutet die Verdoppelung der Zeiten auch die der zeitabhängigen Variablen.

Ein höherer Sturmflutwasserstand wirkt sich aber wesentlich geringer auf den Füllungsvorgang als eine längere Verweilzeit aus.

Aus Abb. 17 ist aber ebenfalls zu ersehen, wie stark sich die Kooggrößen (Koogflächen) auf die Füllungsgrade bei den vorgegebenen Zeiten innerhalb der größten Verweilzeit von $\Delta t = 6$ Stunden bemerkbar machen. Nahezu unabhängig von der mittleren Überfallhöhe ist ein Koog von A = 100 ha Fläche in weniger als einer Stunde gefüllt, während bei einer Koogfläche von A = 1000 ha auch nach 6 Stunden bei keiner der drei mittleren Überfallhöhen eine Ausspiegelung erreicht wird.

Es wurde dabei hier wie auch bei den folgenden Abschnitten vereinfacht angenommen, daß die Vorlandhöhe vor dem Deich der mittleren Geländehöhe im Koog entspricht. Die Koogflächen liegen aber in den meisten Fällen eher niedriger als die Vorlandhöhen; dieses kann aber nur für den Einzelfall berücksichtigt werden. Die folgenden Überschlagsrechnungen liegen daher immer auf der sicheren Seite, weil durch eine tiefere Kooglage zusätzlicher Speicherraum besteht; es sei daran erinnert, daß beim vollkommenem Überfall der Durchfluß unabhängig von der Unterwassertiefe ist.

Der Ülvesbüller Koog mit A = 105 ha war nach dem Deichbruch am 16. Februar 1962 in

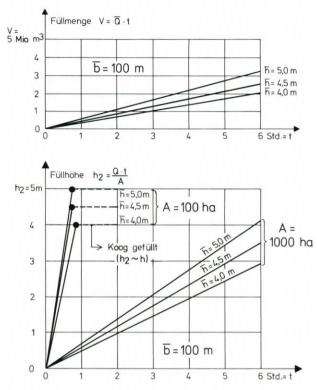


Abb. 17: Füllmenge V und Füllhöhe h2 in Abhängigkeit von der Zeit t und der mittleren Überlaufhöhe h

 $1\frac{1}{2}$ Stunden gefüllt (Wohlenberg, 1963). Da sowohl die Deichbruchbreite als auch die mittlere Überfallhöhe (durch die verbleibende Schwelle) kleiner als $\overline{h} = 4$ m war, steht dieser Wert in guter Übereinstimmung mit den auf Abb. 17 dargestellten Ergebnissen.

3.3.2 Abhängigkeit von der Koogfläche A und der Verweilzeit

Der auf Abb. 17 aufgezeigte starke Einfluß der Koogfläche gegenüber den anderen Parametern wird auf Abb. 18 betont, wobei ebenfalls wieder der starke Zeiteinfluß zum Ausdruck kommt.

Nach t=3 Std. sind – wiederum nahezu unabhängig von der mittleren Überfallhöhe \overline{h} – alle Köge mit Flächen unter 400 ha gefüllt und ausgespiegelt, während bei 1000 ha hier die Füllhöhen zwischen rd. 2 m bei $\overline{h}=5,0$ m und rd. 1,5 m bei $\overline{h}=4,0$ m liegen. Nach t=6 Stunden dagegen sind, hier aber auch wieder bei allen 3 mittleren Überfallhöhen \overline{h} , auch Köge bis zu 800 ha voll gefüllt und ausgespiegelt.

Noch stärker tritt bei Koogflächen >1000 ha die starke Abminderung der Füllhöhe durch die Koogfläche A hervor; wegen des geringen Einflusses der mittleren Überfallhöhe \overline{h} wird auf Abb. 19 nur mit der mittleren Überfallhöhe \overline{h} = 4,5 m gerechnet, dafür aber als Parameter t = 3 Stunden und t = 6 Stunden verwendet. Wie aus Abb. 19 hervorgeht, ist bei einer Koogfläche von 5000 ha selbst bei einer Füllzeit von t = 6 Stunden noch nicht einmal eine Füllhöhe von 1 m erreicht. Bei dieser Koogfläche (A = 5000 ha) bringt auch eine

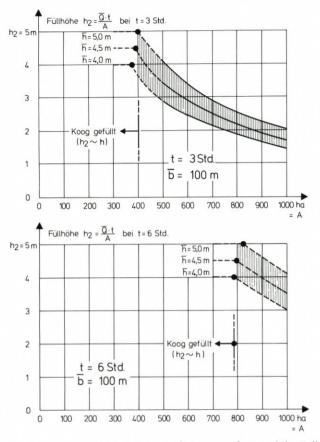
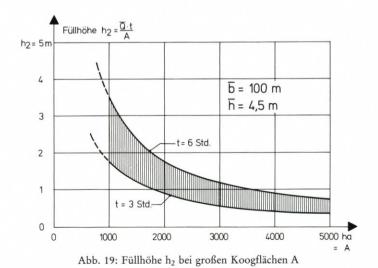


Abb. 18: Füllhöhe h2 in Abhängigkeit von der Kooggröße A und der Füllzeit t



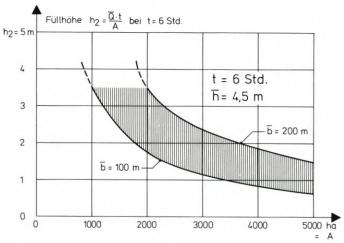


Abb. 20: Füllhöhe h2 bei großen Koogflächen A in Abhängigkeit von der Bruchbreite b

Verdoppelung der mittleren Deichbruchbreite von \overline{b} = 100 m auf \overline{b} = 200 m nur eine Füllhöhe von 1,5 m nach 6 Stunden (Abb. 20).

So zeigen Abb. 17 bis 20 übereinstimmend, wie mit zunehmender Kooggröße der Einfluß der übrigen Parameter zurückgeht. Da die Kooggrößen bekannt sind (bzw. bei Neueindeichungen gewählt werden können), treten die Unsicherheiten bei der Auswahl der übrigen Parameter zurück, so daß auch die Überschlagsrechnungen wichtige und interpretierbare Ergebnisse für die Sicherheiten liefern, die nach einem Deichbruch in einer zweiten Deichlinie liegen können.

Der Füllungsvorgang nach einem Deichbruch ist aber außer von der Koogfläche entscheidend von der Verweilzeit abhängig, die nach Eintreten des Deichbruches das zeitliche Wasserstandsverhalten in der Nähe des Scheitelwertes bestimmt. Wie die vorliegenden Überschlagsrechnungen überzeugend beweisen, ist dagegen die Höhe des Scheitelwertes von zweitrangiger Bedeutung; die Schwere einer Sturmflut wird durch die Kombination von Scheitelwasserstand und Verweilzeit bestimmt (Führböter, 1979b).

4. Zum Seegang in einem überfluteten Koog

Nach dem Bruch eines Hauptdeiches ist auch eine Zweitdeichlinie einem bestimmten Seegang ausgesetzt, der zusammen mit der Form der Außenböschung des Zweitdeiches eine Wellenauflaufhöhe r₂ ergibt, die in die Sicherheit des Zweitdeiches eingeht (vgl. Abschn. 2.3). Dieser Seegang ist allerdings von derartig vielen Einflüssen abhängig, daß allgemein-quantitative Angaben hier nicht möglich sind. Denn vor allem hängt dieser Seegang von der Topographie der Deichlinien und ihrer Lage zu den angreifenden Wind- und Wellenrichtungen ab und kann daher nur gesondert für jeden Ort ermittelt werden. Dennoch existieren einige allgemeine Gesetzmäßigkeiten, die hier kurz qualitativ behandelt werden sollen.

Nach einem Deichbruch mit einem überfluteten Koog mit dem Wasserstand h2, der sich als Funktion h2(t) mit der Zeit ändert, besteht der Seegang in diesem Koog aus dem einen Anteil, der von dem von außen durch die Deichbruchstelle eindringenden Seegang gebildet wird und der sich durch Diffraktion von der Deichbruchstelle her ausbreitet und dem anderen Anteil, der als ortsständiger Seegang durch den (bei einem Deichbruch immer vorhandenen)

Sturm auf der Wasserfläche des überschwemmten Kooges erzeugt wird; an jedem Ort der Zweitdeichlinie besteht die resultierende Seegangsbelastung aus der Überlagerung dieser beiden Seegangsanteile. Durch diese wird zusammen mit der Außenböschung der Wellenauflauf r₂ (Abschn. 2.3) erzeugt.

Wie stark der durch die Bruchstelle von außen her einlaufende Seegang wird, hängt außer von der Breite der Bruchstelle empfindlich von der Restschwellenhöhe H_S ab, die zusammen mit dem Außenwasserstand H(t) die jeweilige Überfallhöhe h(t) ergibt (Abb. 12). Eine hohe Schwellenhöhe H_S wirkt wie ein Unterwasserwellenbrecher und dämpft vor allem die hohen Wellen des einlaufenden Wellenspektrums. Außerdem ist aber auch der Wasserstand im Koog von Bedeutung; der Seegang breitet sich umso schneller und reibungsfreier aus, je höher dieser Wasserstand ist. Durch die Diffraktion werden die Wellenkämme, die an der Bruchstelle noch Geraden sind, in der Nähe der Bruchstelle zu Korbbögen und in größerer Entfernung dann zu konzentrischen Kreisen mit der Bruchstelle als Mittelpunkt verformt; die Wellenhöhen nehmen dabei reziprok zur Quadratwurzel der Entfernung von der Bruchstelle ab. Es geht daraus hervor, daß derjenige Punkt der Zweitdeichlinie am stärksten durch den Seegang aus der Bruchstelle belastet wird, der ihr in der Luftlinie am nächsten ist.

In unmittelbarer Nähe der Bruchstelle können durch Interferenzen größere Wellenhöhen als in der Bruchstelle selbst auftreten. Eine besondere Belastung stellt eine Flutwelle dar, die bei einem plötzlichen Deichbruch in den Koog stürzt und die eine erhebliche kinetische Energie aufweisen kann. Kambeck (1982) spricht hier von einer "Ejektorwirkung" und von ihren zerstörerischen Folgen.

Der eigenständige Seegang im Koog wird durch das örtliche Windfeld über der Wasserfläche des Kooges erzeugt und kann nach einem der herkömmlichen Wellenvorausberechnungsverfahren (z. B. nach Bretschneider) berechnet werden; es ist zu beachten, daß eine Katastrophenflut mit Deichbrüchen auch immer mit extremen Windstärken verbunden ist. Hier sind für die Wellenhöhen vor allem die Streichlängen zwischen den beiden Deichlinien bei den entsprechenden Windrichtungen von Bedeutung, außerdem aber auch der Wasserstand; mit zunehmender Wassertiefe im Koog nehmen auch die Wellenhöhen zu. Bei einer Wassertiefe von 4 m und nur 2 km Streichlänge werden bei einer extremen Windgeschwindigkeit von 30 m/s bereits signifikante Wellenhöhen von rd. 1 m Höhe erzeugt.

In diesem Zusammenhang soll kurz auf die Frage eines optimalen Abstandes zweier Deichlinien eingegangen werden. Die Angaben darüber liegen weit auseinander; KAMBECK (1982) nennt Werte zwischen 500 m und 4 bis 5 km. Von der Belastung der Zweitdeichlinie her kann hier keine allgemeine Regel abgeleitet werden, weil die einzelnen Komponenten der Belastung sich gegenläufig in ihrer Abhängigkeit von dem Abstand verhalten. Wie im Abschnitt 3.3 gezeigt wurde, steigt der Wasserstand umso langsamer, je größer der Koog ist; umso später kann also auch eine eigenständige Windsee entstehen, die dann allerdings durch die mit der großen Koogfläche verbundenen Streichlängen wesentlich höher als bei einem kleinen Koog wird, der auf der anderen Seite wiederum schneller gefüllt wird. Bei geringem Abstand der beiden Deichlinien ist die Belastung des Zweitdeiches durch den durch die Bruchlücke einlaufenden Seegang erheblich; wenn diese hohe Belastung auch nur an den Strecken auftritt, die der Bruchstelle am nächsten liegen, so muß noch die gesamte Zweitdeichlinie darauf bemessen werden, weil die entsprechenden Bruchstellen in der Hauptdeichlinie nicht voraussagbar sind. Bei zunehmendem Abstand nimmt zwar der Einfluß des Seeganges aus der Bruchstelle ab; dafür wird aber die örtliche Windsee erheblich verstärkt. Auch örtliche Gegebenheiten spielen hier eine große Rolle; es folgt hieraus, daß hier keine allgemeinen Regeln für den Deichabstand oder die Kooggröße als Optimum abgeleitet werden können; diese Fragen müssen daher nach anderen Gesichtspunkten entschieden werden.

5. Sicherheitszuwachs durch Maßnahmen an der Hauptdeichlinie

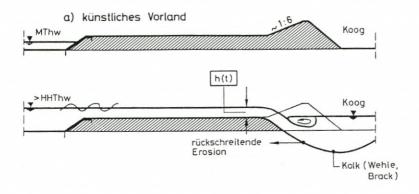
Sowohl die Schnelligkeit der Koogfüllung (vgl. Abschn. 3.3) als auch die Stärke des durch die Bruchlücke einlaufenden Seeganges (vgl. Abschn. 4) hängen erheblich von der Breite b der Deichbruchstelle und der Schwellenhöhe H_S (vgl. Abb. 12) in Zusammenhang mit dem Außenwasserstand ab; beide Einflüsse sind Bestandteile der Belastung der Zweitdeichlinie. Es sind daher für den Sicherheitszuwachs auch solche Maßnahmen geeignet, die bei einem Deichbruch an der Hauptdeichlinie diese Einflußgrößen in Schranken halten können; auf Abb. 21 sind drei solcher Möglichkeiten schematisch dargestellt.

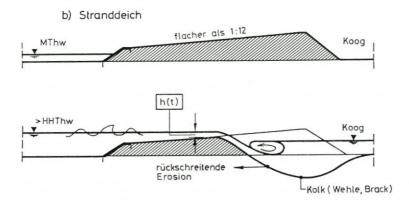
In allen drei Fällen wird angenommen, daß – entweder durch Schäden an der Außenböschung durch Druckschlag und/oder Wellenauflauf oder durch Wellenüberschlag an der Binnenböschung – ein Deichbruch an der Deichkrone bereits eingetreten ist und ein ständiger Überlauf stattfindet. Es soll jetzt durch geeignete Maßnahmen dafür gesorgt werden, daß die Überlaufhöhe h(t) nach Abb. 12 und damit die Überlaufmenge nach Gleichung (19) auch nach dem Deichbruch unter Kontrolle gehalten wird, so daß es nicht zum fortgeschrittenen oder vollständigen Deichbruch nach Abb. 13 kommt. Dieses kann dadurch erreicht werden, daß die Restschwellenhöhe H_s(t) nach Abb. 12 in geeigneter Form zu H_s ~ konst. stabilisiert wird.

Eine Möglichkeit besteht in der Beschaffung eines hohen künstlichen Vorlandes (Kramer, 1969), das z.B. aufgespült werden kann und mit einer Deckschicht mit ortsständiger Vegetation (Grasdecke) versehen wird. Seit langem sind bereits die günstigen Wirkungen von natürlichen Vorländern bekannt; die Ausführungen von Brahms (1754) wurden experimentell im Modell durch die Wattwellenversuche von Hensen (1954) bestätigt. Ein solches Vorland bewirkt aber nicht nur eine Entlastung des anschließenden Seedeiches von den Wellenangriffen, sondern sorgt auch nach einem Deichbruch dafür, daß die Überlaufhöhe h(t) durch die Vorlandhöhe in Grenzen gehalten wird. Wie Abb. 21a zeigt, wird zwar durch die rückschreitende Erosion die Breite des Vorlandes fortwährend verringert, bei ausreichender Bemessung kann aber ausgeschlossen werden, daß durch diese Erosion während einer Sturmflut die gesamte Vorlandbreite aufgezehrt wird. Die Bemessung des Vorlandes nach Höhe und Breite muß dabei nach den örtlichen Gegebenheiten und entsprechenden Untersuchungen erfolgen.

Ein ähnlicher Effekt wird durch einen Stranddeich (Abb. 21b) erreicht; als Stranddeiche sollen hier Deiche mit Außenböschungen bezeichnet werden, deren Neigungen denen natürlicher Strände (flacher als 1:12) entsprechen; an der Ostsee sind die Seedeiche vor der Probstei, an der Nordseeküste der deutsch-dänische Deich vor dem Rickelsbüller Koog Beispiele hierfür. Wie gerade der letztere Deich bei der Extremsturmflut vom 24. 11. 1981 gezeigt hat, werden durch die flachen Außenböschungen die Belastungen durch Druckschlag und Wellenauflauf stark vermindert; ein solcher Deich wird aber auch nach einem Bruch an der Krone bei rückschreitender Erosion wesentlich kleinere Überlaufmengen liefern als ein Seedeich mit konventioneller Außenböschung. Die Wirkung wird umso größer sein, je flacher die Außenböschung ist (vgl. Abb. 21b); bei der Bemessung ist die Schnelligkeit der rückschreitenden Erosion unter Berücksichtigung des Deichbaumateriales zu berücksichtigen.

Sowohl das künstliche Vorland (Abb. 21a) als auch der Stranddeich (Abb. 21b) beanspruchen breite Vorlandflächen. Wenn diese nicht verfügbar sind, kann auch ein Deich herkömmlieher Bauart eine bestimmte Restbruchsicherheit dadurch erhalten, daß das (bei einem Schardeich fast immer vorhandene) Außendeckwerk nach Abb. 21c überlaufsicher gemacht wird. Es kann hierbei davon ausgegangen werden, daß die Außenböschung des Deckwerkes, die immer erhebliche Wellenbelastungen aushalten muß, auch bei einem ständigen Überlauf stabil bleibt; sie muß nur gegen eine Unterspülung vom oberen Ende her geschützt werden. Dies kann nach Abb. 21c durch eine einfache Spundwand ausreichender





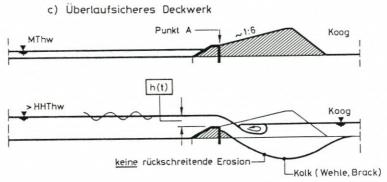


Abb. 21: Möglichkeiten zur Einschränkung von Deichbruchschäden an der Hauptdeichlinie (überhöht und schematisch)

Länge und geeigneter Bauart erreicht werden; wichtig ist dabei, daß am Punkt A der Anschluß dieser Spundwand an das Deckwerk konstruktiv so ausgebildet wird, daß Ausspülungen unter der Deckwerkschulter unbedingt vermieden werden. In diesem Fall wirkt das solchermaßen verstärkte Deckwerk nach einem Deichkronenbruch und nach Zerstörung der oberen Außenböschung wie ein Wehrrücken, wobei der Kolk das Tosbecken bildet (Abb. 21c). Die rückschreitende Erosion ist damit gestoppt; die Überlaufmenge hängt von der

Deckwerkhöhe ab und kann durch deren Bemessung gesteuert werden. Da gerade mit einer solchen Bauweise noch keine Erfahrungen vorliegen, sollten hier vor einer Ausführung eingehende theoretische und experimentelle Untersuchungen vorgesehen werden.

Bei allen Maßnahmen nach Abb. 21 wird die Überfallhöhe h(t) und damit der Durchfluß vermindert; die Überfallhöhe geht dabei nach Gleichung (19) mit der Potenz 1,5 ein. Das bedeutet, daß bei einer Verminderung der mittleren Überfallhöhe auf 50 % die Überlaufmenge (Durchfluß) auf 35 % verringert wird; bereits dies macht sich erheblich auf die Füllungszeiten der Köge nach Abschnitt 3.3 bemerkbar.

Hinzu kommt aber, daß bei einer Verminderung der Überfallhöhe h(t) auch die Strömungsgeschwindigkeiten an der Überlaufschwelle mit der Potenz 0,5 abnehmen (Gleichung [16]). Da die Seitenerosionen, die die Deichbruchbreite b(t) zu vergrößern trachten, eng mit diesen Strömungsgeschwindigkeiten zusammenhängen, werden bei gleichen Randbedingungen vom Außenwasserstand her also auch die Breiten der Bruchlücken vermindert, was nach Gleichung (19) zusätzliche Verminderungen der einlaufenden Wassermengen und damit weitere Verzögerungen der Koogfüllungen bedeutet.

Abschließend sei erwähnt, daß ein vollständiger Deichbruch (vgl. Abb. 13) zu schwerwiegenden Folgeschäden dann führen kann, wenn die Koogfläche tiefer als das mittlere Tidehochwasser liegt; in vielen Kögen an der deutschen Nordseeküste sind die Landoberflächen sogar noch wesentlich tiefer (unter NN \pm 0 m). Hier wird aus einem vollständigen Deichbruch ein sog. Strombruch (Bemerkung: oft auch als Grundbruch ebezeichnet, dieser Begriff ist aber von der Bodenmechanik her sorgfältig in mehreren Formen definiert und sollte hier nicht verwendet werden), wo auch nach Ablauf der Sturmflut mit jeder Tide erhebliche Wassermassen ein- und ausströmen und in der Deichbruchstelle schnell einen tiefen Priel stehen lassen, wie es von vielen historischen Sturmflutkatastrophen berichtet wird; die Schließung des Deichbruches bedeutet dann einen erneuten Deichschluß mit all seinen Risiken und Kosten. Bei Ausbildungen der Hauptdeichlinie nach Abb. 21, wo selbstverständlich die Schwellenhöhen H_S nach Abb. 12 wenigstens 1 m höher als das MThw gelegt werden würden, ist die Gefahr eines Strombruches auch nach einem Bruch der Deichkrone nicht gegeben.

Die hier (Abb. 21) angegebenen Baumaßnahmen sind selbstverständlich auch für solche Köge von Vorteil, die von nur einer Deichlinie geschützt werden; sie machen aber auch bei dem Vorhandensein einer zweiten Deichlinie einen erheblichen zusätzlichen Sicherheitszuwachs aus.

6. Zusammenfassung

Zweitdeiche (auch Mitteldeiche, Achterdeiche u.a. genannt) haben die Aufgabe, im Falle eines Bruches des Hauptdeiches (Landesschutzdeiches) als zweite Verteidigungslinie dessen Aufgabe zu übernehmen. Die Bedeutung von Zweitdeichlinien ist seit dem Mittelalter bekannt.

Zweitdeiche stellen die Anwendung des sog. Redundanzprinzips im Küstenschutz dar. Redundante Systeme sind dadurch gekennzeichnet, daß im Falle des Versagens eines notwendigen Systemteils ein anderes dessen Funktion übernimmt. Von der Versagenswahrscheinlichkeit her ist ein Redundanzsystem durch das Multiplikationsgesetz der Wahrscheinlichkeitsrechnung $p = p_1 \cdot p_2$

beschrieben, wo p die Wahrscheinlichkeit bedeutet, daß beide Teile zugleich versagen, während p₁ und p₂ die Versagenswahrscheinlichkeiten der einzelnen Teile (hier: der 1. und 2. Deichlinie) bedeuten.

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines einzelnen Deiches ist schwer zu quantifizieren, weil das Versagen eine große Zahl von Ursachen haben kann. Es ist aber möglich, relative Aussagen über den Sicherheitszuwachs zu machen, der durch eine zweite Deichlinie erreicht werden kann.

Es werden zunächst die Versagensmöglichkeiten einer einzelnen Deichlinie behandelt; sie gerät auf jeden Fall in einen überkritischen Zustand, wenn es bei hohen Sturmflutwasserständen zum Wellenüberlauf kommt. Es wird weiterhin gezeigt, daß bereits durch die Verkürzung einer Deichlinie, wie sie bei Vordeichungen angestrebt wird, ein gewisser Sicherheitszuwachs eintritt, der aber keinesfalls die Größenordnung erreicht, die durch eine Zweitdeichlinie erhalten wird (etwa 2 Zehnerpotenzen).

Der Sicherheitszuwachs hängt entscheidend davon ab, ob der Zweitdeich nach dem Bruch des Hauptdeiches selbst in einen überkritischen Zustand gerät; dies ist wiederum davon abhängig, wie schnell der Koog zwischen den beiden Deichen nach einem Deichbruch gefüllt wird. Hierzu werden in Näherungsrechnungen die hydromechanischen Vorgänge an einer Deichbruchstelle untersucht; die einströmende Wassermenge hängt außer von der Breite der Deichbruchstelle entscheidend von der Resthöhe ab, die an der Bruchstelle von dem gebrochenen Deich verbleibt.

Bei der Koogfüllung ist selbstverständlich die Fläche des Kooges von großer Bedeutung; ein kleiner Koog wird schneller als ein großer gefüllt. Interessant ist aber das Ergebnis, daß nach einem Deichbruch nicht so sehr die Höhe des Sturmflutscheitels, sondern daß vor allem die Verweilzeit des Wasserstandes an diesem Scheitel eine entscheidende Rolle für den Grad der Koogfüllung spielt; diese Abhängigkeiten werden mit entsprechenden Näherungsrechnungen quantifiziert.

Ist ein Koog ganz oder teilweise gefüllt, so wird auch der Zweitdeich durch einen Seegang belastet, der sich aus dem Seegang, der sich durch die Deichbruchstelle mit Diffraktionen ausbreitet, und dem Seegang, der im Koog als ortsständiger Seegang durch den Wind (Sturm!) entsteht, durch Überlagerung zusammensetzt.

Eine allgemeine Regel für den optimalen Abstand zweier Deichlinien kann nicht gegeben werden, weil die einzelnen Belastungsgrößen der Zweitdeichlinie sich gegenläufig in ihren Abhängigkeiten von dem Abstand (oder der Kooggröße) verhalten.

Abschließend werden Möglichkeiten aufgewiesen, wie ein erheblicher Sicherheitszuwachs durch Maßnahmen gewonnen werden kann, die an der Hauptdeichlinie dafür sorgen, daß auch nach einem Bruch der Deichkrone noch eine stabile und hohe Überlaufschwelle verbleibt. Geeignet sind dafür ein hohes künstliches Vorland, eine sehr flache Außenböschung mit der Neigung eines natürlichen Strandes (Stranddeich) und Deckwerke, die durch entsprechende konstruktive Maßnahmen auch nach einem Deichbruch stabil bleiben (überlaufsichere Deckwerke). Besonders bei tiefliegenden Kögen, wo die Gefahr eines Strombruches mit der Bildung eines Prieles in dem Koog besteht, kann durch solche Maßnahmen nicht nur die Überflutung begrenzt, sondern auch ein erneuter Deichschluß vermieden werden.

7. Schriftenverzeichnis

Brahms, A.: Die Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. Band I, 1754.

Erchinger, H.-F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 41, 1974.

Führböter, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 28, 1966.

- FÜHRBÖTER, A.: Äußere Belastungen der Seedeiche. In: Brösskamp et al.: Seedeichbau Theorie und Praxis. Verlag Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen, Hamburg, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 51, 1976. Kurzfassung "Entwicklung und Bewertung von Wasserstandsstatistiken in Hinblick auf das Sturmflutgeschehen". Jahrbuch d. Hafenbautechnischen Gesellschaft, 35. Band 1975/76.
- FÜHRBÖTER, A.: Wahrscheinlichkeiten und Häufigkeiten von Extremsturmfluten. Die Küste, H. 34, 1979.
- FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergien bei Sturmfluten. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 65, 1979. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 38. Bd., 1981.
- HENSEN, W.: Modellversuche über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet. Mitt. Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 5, 1954.
- HENSEN, W.: Gedanken über den Deichbau. HANSA 99. Jahrg., Nr. 13. 1. Juli H. 1962.
- HUNDT, C.: Der maßgebende Sturmflutseegang und Wellenauflauf für das Deichbestick der deutschen Nordseeküste auf Grund der Sturmflut vom 16. Februar 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 2, 1962.
- Kambeck, W.: Die zweite Deichlinie. Eine Untersuchung über Begriff und Bedeutung (Teil I). Nordfriesland, 15. Band, 2. bis 4. Heft. 1981.
- Kambeck, W.: Die zweite Deichlinie. Eine Untersuchung über Begriff und Bedeutung (Teil II). Nordfriesland, 16. Band, 1. u. 2. Heft, 1982.
- Kramer, J.: Neue Deiche, Siele und Schöpfwerke zwischen Dollart und Jadebusen (ab 1945), aus: Ostfriesland im Schutze des Deiches, Band II, 1969. Deichacht Krummhörn, Sitz Pewsum.
- Lüders, K.: Von "Achterdeich" bis "Zwistdeich". Neues Archiv für Niedersachsen, Band 12, 1963.
- v. Mises, R.: Wahrscheinlichkeit, Statistik und Wahrheit. 4. Auflage, Springer-Verlag, 1972.
- Petersen, M.: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landesschutzdeiche. Die Küste, Jg. 3, Doppelh. 1/2, 1954.
- Petersen, M.: Die zweite Deichlinie im Schutzsystem der deutschen Nordseeküste. Die Küste, Ig. 14, H. 2, 1966.
- Poisson, S. D.: Lehrbuch der Wahrscheinlichkeitsrechnung, übersetzt von D. H. Schnuse. G. E. E. Meyer-Verlag, Braunschweig, 1841.
- Tautenhain, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufes Ein Beitrag zur Bemessung. Mitt. Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 53, 1981.
- Wemelsfelder, P. J.: Wetmatigheden in het optreten van stormvloeden. De Ingenieur, Maart, 1939.
- Wohlenberg, E.: Der Deichbruch des Ülvesbüller Kooges in der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, Jg. 11, 1963.
- WOHLENBERG, E.: Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. Die Küste, Jg. 13, 1965.
- ZITSCHER, F.-F.: Analyse von Außenböschungen scharliegender Seedeiche gegen Wellenbeanspruchung. Wasser und Boden, H. 10, 1962.

Erfahrungen mit der Versuchssandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983

Von Hans Henning Dette und Joachim Gärtner

Zusammenfassung

Bis zur Erstellung des Fachplanes Küstenschutz Sylt im Jahre 1985 wurden an der Westküste Sylts wiederholte Versuchssandvorspülungen durchgeführt; hierzu zählte auch die Versuchssandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983. Es wird aufgezeigt, wie sich diese Maßnahme vor Hörnum, das in einem morphologisch-hydrologisch komplexen Gebiet liegt, als Schutzfunktion vor der abbruchgefährdeten Randdüne bewährt hat. Zugleich konnte auch veranschaulicht werden, in welchem Ausmaße, unabhängig von der Sandvorspülung, großräumige morphologische Prozesse im Vorstrandbereich des Untersuchungsgebietes in einer relativ kurzen zeitlichen Abfolge wirksam werden und möglicherweise zu der Fehlbeurteilung einer Maßnahme führen können.

Abstract

Various types of beach replenishment were tested at the west coast of Sylt before the guidelines for future coastal protection were published in 1985. One of these study areas was a morphologically complex zone at the southern end of the island. Here erodable dunes were to be protected.

The effectiveness of the artificial sand deposition following three years of investigations is documented. It could be shown, that misinterpretation of the data can occur when large scale short term morphological processes in the nearshore area are ignored.

Inhalt

1.	Dünenabbrüche im südlichen Bereich der Insel Sylt	210
2	Auswirkungen des Längswerkes vor Hörnum auf den Dünenrückgang	212
3	Veranlassung und Aufgaben einer Versuchssandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983 .	219
٥.	3.1 Vorbemerkung	219
	3.1 Vorbemerkung	
	3.2 Planungsgrundlagen	170
	3.3 Zur Geometrie der Versuchssandvorspülung	220
	3.4 Begleitende Untersuchungen	222
	3.5 Erkundung von Sandentnahmegebieten im Küstenvorfeld	224
	3.6 Durchführung der Sandvorspülung	226
4	Zusammenfassung der wirksamen äußeren Umweltparameter vor Hörnum im	
4.	Zusammeniassung der wirksamen außeren Oniwertparameter vor Horitani in	233
	Zeitraum 1983 bis 1986	
	4.1 Vorbemerkung	233
	4.2 Tidewasserstände und Sturmfluthäufigkeit	233
	4.3 Wellenmessungen	236
	4.3.1 Vorbemerkung	236
	4.3.2 Ergebnisse der Wellenmessungen	237
	4.5.2 Ergebinsse der weiterintessungen	
	4.3.3 Seegangsbelastung auf den Vorspülkörper in den Zeiträumen zwischen den	220
	einzelnen Vermessungen	239
5.	Verhalten der Versuchssandvorspülung im Zentralbereich	243
6	Vergleich der Hörnumer Sandvorspülung mit der zweiten Sandvorspülung vor	
0.	Westerland im Jahre 1978	245
-	Auswirkungen der Versuchssandvorspülung auf die angrenzenden Bereiche.	247
1.	Auswirkungen der versuchssandvorsputung auf die angrenzenden bereiche	247
	7.1 Vorbemerkung	24/

	7.2 Nördlicher Anschlußbereich	17
	7.3 Südlicher Anschlußbereich	19
	7.4 Zusammenfassung	19
8.	Morphologische Veränderungen im gesamten Untersuchungsgebiet	50
	8.1 Vorbemerkung	50
	8.2 Veränderungen im Vorstrandbereich	51
9.	Schlußbetrachtung	56
10.	Schriftenverzeichnis	50

1. Dünenabbrüche im südlichen Bereich der Insel Sylt

Der südliche Abschnitt der Insel Sylt wird im Fachplan Küstenschutz Sylt (Melf, 1985) im Hinblick auf den Dünenabbruch und unter Berücksichtigung der hinter den Dünen zu schützenden Objekte in verschiedene Bereiche aufgeteilt. Der nördliche Teilbereich erstreckt sich auf 8,5 km Länge von Rantum-Süd (Station 14 S) bis zum Ortseingang von Hörnum (Station 31 S, Abb. 1). In diesem Abschnitt ist die Dünenkette über weite Strecken relativ schmal und niedrig; bei einem Durchbruch der Randdüne während einer Extremsturmflut wären lediglich Verkehrswege gefährdet. Der anschließende, etwa 2 km lange Teilbereich (Station 31 S bis Station 35 S) ist von besonderer Bedeutung für den unmittelbaren Hochwasserschutz des Ortes Hörnum, da bei einem Durchbruch der als Hochwasserschutz dienenden natürlichen Randdüne eine Fläche von 135 ha überflutungsgefährdet wäre.

Auf der Höhe von Station 35 S liegt das im Jahre 1968 erstellte Tetrapoden-Querwerk. Hier schließt sich nochmals auf einer Länge von rd. 2 km (Station 35 S bis 39 S) die Hörnum-Odde an, ein Gebiet, das unbewohnt ist und als Naturschutzgebiet ausgewiesen wird. Es gehört damit nicht zu den vordringlich zu schützenden Gebieten.

Die Entwicklung der Dünenabbrüche entlang der Westküste von Sylt in Abhängigkeit von der Sturmfluthäufigkeit (Scheitelwasserstände und Verweilzeiten der Wasserstände) wurde eingehend im Fachplan Küstenschutz Sylt (Melf, 1985) untersucht. Danach wurde als Folge der erhöhten Sturmfluthäufigkeiten nach 1950 festgestellt, daß sich im Zeitraum 1952 bis 1984 die mittlere jährliche Abbruchrate an allen Küstenabschnitten im Vergleich zum Zeitraum 1870 bis 1952 nahezu verdoppelt hat und sich im Mittel für die gesamte, etwa 40 km lange Küste von 0,9 m/Jahr (1870 bis 1952) auf 1,5 m/Jahr (1952 bis 1984) erhöht hat.

Die Abbruchraten im südlichen Abschnitt zwischen Profil 14 S und 35 S zeigt Abb. 2 für die vorgenannten Untersuchungszeiträume. Bei einem Vergleich fällt auf, daß sich der Bereich relativ hoher Abbrüche im Zeitraum 1870 bis 1951 auf den Ortsbereich Hörnum (Profil 31 S bis 35 S, vgl. auch Abb. 1, 2) beschränkte; im nachfolgenden Zeitraum 1951 bis 1984 hat sich dieser Bereich erheblich nach Norden hin, etwa bis Profil 20 S (Abb. 2) um mehr als 5 km ausgedehnt. Dies zeigt auch die Zunahme des mittleren jährlichen Abbrüches der Randdüne (obere Dünenabbrüchkante) zwischen Profil 20 S und 31 S von 0,6 m/Jahr (1870 bis 1951) auf 1,7 m/Jahr (1951 bis 1984), was etwa einer Verdreifachung entspricht (Melf, 1985). Vor dem Ort Hörnum (Profil 31 S bis 35 S) erhöhte sich der mittlere jährliche Abbrüch von 2,2 m/Jahr (1870 bis 1951) auf 2,5 m/Jahr (1951 bis 1984), womit zugleich die anhaltende Gefährdung des Ortes Hörnum aufgezeigt werden konnte.

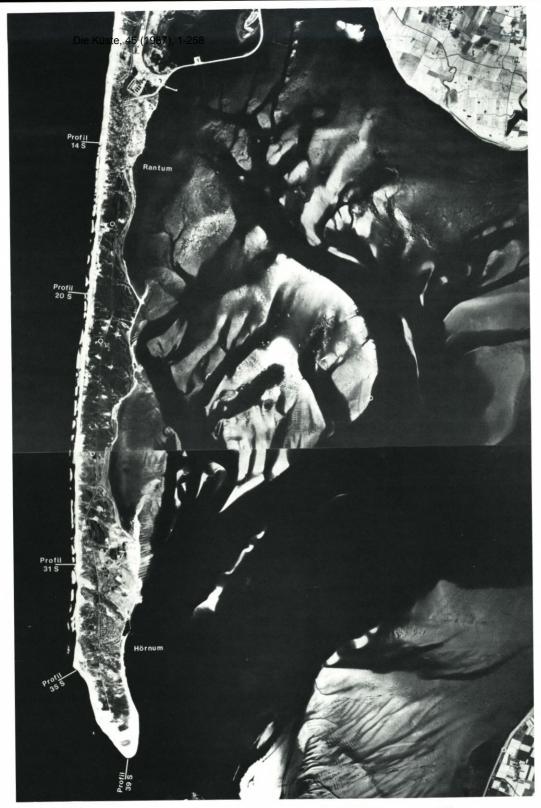
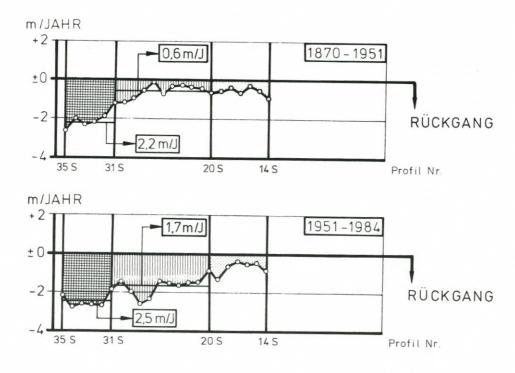


Abb. 1: Luftbild der Insel Sylt, südlicher Teil von Rantum bis Hörnum-Odde



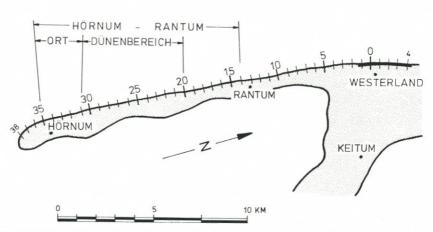


Abb. 2: Mittlere Dünenabbrüche im südlichen Abschnitt der Insel Sylt (südlich von Profil 14 S, Abb. 1) in den Zeiträumen 1870 bis 1951 sowie 1951 bis 1983 (MELF, 1985)

Auswirkungen des Längswerkes vor Hörnum auf den Dünenrückgang

Der natürliche Prozeß des Küstenrückganges in dem ungeschützten Dünenabschnitt vor Hörnum wurde im Jahre 1968 durch den Bau eines Tetrapoden-Längswerkes von 1270 m Länge und eines Tetrapoden-Querwerkes (als sog. Buhne) von 230 m Länge unterbunden.



Abb. 3: Schutz der "Kersig-Siedlung" durch ein Tetrapoden-Längswerk und Querwerk (Blickrichtung Nord z. Z. der Erstellung)



Abb. 4: Einbindung des Längswerkes in den Bereich Hörnum-Odde (Blickrichtung Süd z. Z. der Erstellung)

Grundlage für diese Maßnahme (Abb. 3 u. 4) war der nahezu vollständige Verlust der Randdüne vor der "Kersig-Siedlung" während der Extremsturmflut vom 16./17. 2. 1962. Das Längswerk wurde auf dem trockenen Strand auf der Höhenlinie NN + 1 m auf sandgefüllten Nylonschläuchen als Unterbau errichtet. Als sogenanntes "Haufwerk" bestand es aus 4 Tetrapoden je Ifdm Strandlänge (Einzelgewicht 6 t) und erreichte bei einer Bauhöhe von 5 m eine Kronenhöhe von NN + 6 m, etwa 1,5 m über dem Bemessungswasserstand. An das VERWEILZEIT

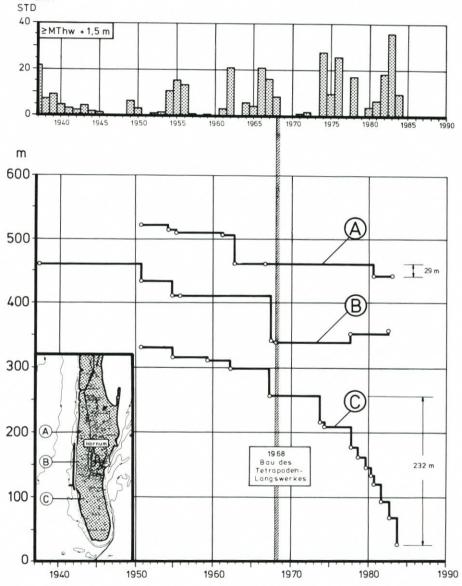


Abb. 5: Rückgang der Randdüne nördlich des Tetrapoden-Längswerkes (Profil A), im Bereich des Längswerkes (Profil B) und südlich des Längswerkes (Profil C) in Abhängigkeit von der jährlichen Verweilzeit von Sturmflutwasserständen (in Stunden) oberhalb MThw + 1,5 m im Zeitraum 1937 bis 1984 und der Erstellung des Längswerkes im Jahre 1968

Längswerk wurden insgesamt fünf "Stummelbuhnen" in einer Länge von je 25 m (Kronenhöhe im Anschluß an das Längswerk NN + 3,0 m, auf NN + 2,0 m am seewärtigen Ende abnehmend) und das Querwerk (6 Tetrapoden je lfdm) in einer Länge von 270 m (Kronenhöhe NN + 3,8 m am Längswerk und NN + 1,0 m am seewärtigen Ende) angeschlossen.

Mit dem zusätzlichen Querwerk wurde beabsichtigt, die Abwanderung des Sandes im Küstenlängstransport vom Mittelteil der Insel nach Süden in das Hörnum Tief zu verhindern und zugleich durch Sandfang die Standsicherheit des neuen Längswerkes zu erhöhen (Melf, 1969). Bis etwa zum Jahre 1977 erfüllte das Tetrapodenwerk im nördlichen Teil die Erwartungen, die Strandverluste von 1962 durch Auflandungen aus dem Küstenlängstransport vor der Kersig-Siedlung auszugleichen. Im südlichen Teil dagegen machten sich schon 1972 die negativen Folgen menschlicher Eingriffe in die bislang ungestörten Küstenprozesse am Südende der Insel Sylt bemerkbar, als im Bereich der Hörnum-Odde hinter dem Tetrapodenwerk eine Lee-Erosion einsetzte und sich in den nachfolgenden Jahren laufend verstärkte. Abb. 5 veranschaulicht am Beispiel von drei Küstenprofilen im Nahbereich des Längswerkes in Abhängigkeit von der jährlichen Verweilzeit von Sturmflutwasserständen oberhalb MThw + 1,5 m (= 720 cm PN – 5 m NN) den Rückgang der Randdüne, der in allen Profilen von 1951 bis 1967 vor dem Bau des Längs- und Querwerkes (1968) etwa gleichsinnig verlief (Tafel 1).

Tafel 1. Abbruch und Anwachs der Dünen im Nahbereich des Längswerkes in den Zeiträumen 1951 bis 1967 (vor dem Bau) und 1967 bis 1984 (nach dem Bau)

Profil	Bereich		Dünena	abbrüche	
110111		1951-	1967	1967-	1984
		insgesamt	m/Jahr	insgesamt	m/Jahr
-	_	m	m	m	m
A	nördlich LW	54	3,4	29*)	1,8
В	Längswerk (LW)	66	4,1	18**)	1,2
C	südlich LW	69	4,3	232	13,6
) bis 1983	**) Anwachs				

Im nachfolgenden Zeitraum von 17 Jahren (bis 1984) betrug der Rückgang im nördlichen Bereich rd. 30 m, was dem natürlichen Rückgang an der Westküste entspricht. Südlich des Längswerkes im Lee-Erosionsbereich erreichte der Rückgang fast den 8fachen Betrag mit insgesamt 232 m. Die Lee-Erosion setzte verstärkt Anfang der 70er Jahre ein und wies innerhalb von wenigen Jahren (1973) schon das Ausmaß auf, wie es der Vergleich der Abb. 6 u. 7 zeigt. Auf Abb. 7 ist zugleich das Absacken des Längswerkes am südlichen Ende zu erkennen, das schubweise während einzelner Sturmfluten erfolgte und von Norden nach Süden gleichmäßig abnehmend, bis zum Jahre 1980 einen Betrag von 3,8 m (Kronenhöhe = NN + 2,2 m) am südlichen Ende erreichte.

Nicht nur das Längswerk, sondern auch das Querwerk setzte sich allmählich. Im Jahre 1980 war das seewärtige Ende bereits um 3,5 m auf eine Kronenhöhe von NN −2,5 m in den Untergrund eingesackt. Auf diesen Umstand ist es sicherlich zurückzuführen, daß der durch den Bau des Querwerkes erhoffte Anlandungsprozeß im nördlichen Bereich vor dem Längswerk, also unmittelbar vor der Kersig-Siedlung, nur für etwa 10 Jahre andauerte. Danach setzte auch hier eine Strandausräumung ein, und schon im Jahre 1977 ragten die sandgefüllten Gewebeschläuche, die als Auflage für die Tetrapoden in einer Höhenlage von NN + 1 m auf dem Strand verlegt worden waren (Melf, 1985), an einzelnen Stellen bis zu etwa 0,5 m aus

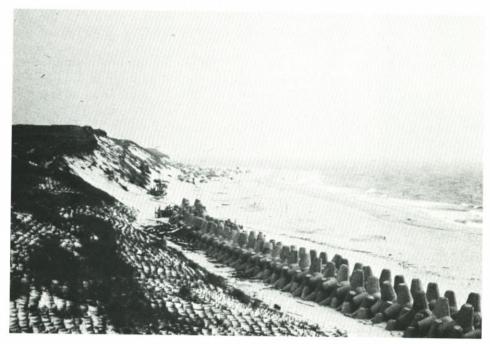


Abb. 6: Südliches Ende des Längswerkes im Jahre 1968



Abb. 7: Lee-Erosion südlich des Tetrapoden-Querwerkes und Bereich der Odde mit abgesackten Tetrapoden

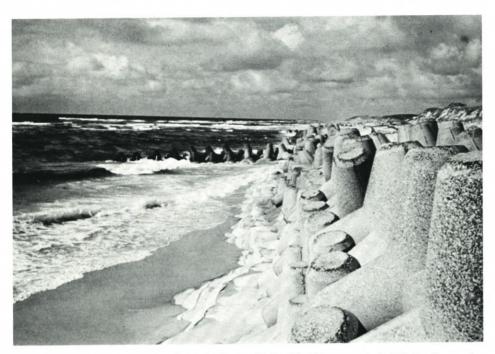


Abb. 8: Freilage der Tetrapoden-Auflage mit "Stummelbuhne" im Hintergrund nördlich des Querwerkes im Jahre 1977

dem Sand (NN + 0,5 m) hervor (Abb. 8). Die Anlandungszone, die sich im Jahre 1972 bis etwa 700 m nördlich des Querwerkes ausgedehnt hatte, verringerte sich danach wieder bis auf rd. 400 m im Jahre 1980.

Bedingt durch das anhaltende Absacken des Längswerkes wurde der Fuß der Randdüne wieder zunehmend bei Sturmfluten dem unmittelbaren Wellenangriff ausgesetzt; als Folge schob sich keilförmig von Norden her eine Dünenabbruchsfläche bei den einzelnen Sturmfluten zwischen Längswerk und Randdüne nach Süden hin vor. Den Zustand im Frühjahr 1983 veranschaulichen Abb. 9 und 10.

Während die Tideströmungen im Mittelteil der Insel Sylt im Vergleich zu den wellenerzeugten Strömungen von untergeordneter Bedeutung sind, ist deren Wirkung an beiden Enden der Insel infolge der starken Tideströmungen im Lister und Hörnum Tief gegenüber dem Mittelteil der Insel bedeutend, wodurch der wellenerzeugte Küstenlängstransport verstärkt wird. Die Überlagerung von Tideströmung und wellenerzeugten Strömungen erstreckt sich im südlichen Teil bis zu einer Entfernung von etwa 10 km von der Inselspitze entfernt. Sichtbares Zeichen dieser vorherrschenden Umweltbedingungen ist die Ausbildung von sog. "cross bars" (schräg zum Ufer verlaufende "Sandhaken") und dem Ufer vorgelagerten Sandbänken (vergleichbar den Riff-Formationen im Mittelteil), die sich unter starker Veränderung ihrer geometrischen Form relativ schnell von Norden nach Süden verlagern. Diese Formationen, die bis zu 250 m vom Ufer entfernt verlaufen, werden kurz vor Erreichen des Querwerkes zum Teil aufgelöst und zum anderen in einem großen Bogen seewärts um das Querwerk herumgelenkt und treffen etwa 1200 m südlich wieder auf den Strand der Hörnum-Odde. Die Erforschung dieser komplexen physikalischen Vorgänge und eine Zuordnung zu den wirksamen Tide- und Seegangsparametern, die sich nicht voneinander trennen lassen, ist



Abb. 9: Zustand der Randdüne und des Vorstrandes vor Hörnum im Jahre 1983 (Blickrichtung vom Hauptübergang nach Norden)



Abb. 10: Zustand der Randdüne und des Vorstrandes vor Hörnum im Februar 1983 (Blick vom Hauptübergang und nach Süden)

noch nicht abgeschlossen. Hinweise hierzu werden u. a. von einem langjährigen interdisziplinären Forschungsvorhaben erwartet, das seit 1986 gemeinsam vom Bundesministerium für Forschung und Technologie und vom Land Schleswig-Holstein gefördert wird.

3. Veranlassung und Aufgaben einer Versuchssandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983

3.1 Vorbemerkung

Bis zur Erstellung des Fachplanes "Küstenschutz Sylt" im Jahre 1985 (Melf, 1985) war noch unklar, auf welche Weise künftig in Schleswig-Holstein ein wirksamer und zugleich wirtschaftlich vertretbarer Küstenschutz an sandigen Küsten mit natürlichen Dünen und dahinter liegenden hochwassergefährdeten Orten durchgeführt werden sollte. Bei der auf rd. 2 km Länge (Profil 31 S bis 35 S, Abb. 1) gefährdeten Ortslage von Hörnum kam für eine Entscheidungsfindung erschwerend der Umstand hinzu, daß Hörnum in einem zuvor schon beschriebenen, morphologisch-hydrologisch besonders komplexen Gebiet liegt.

Aufgrund der aktuellen Gefährdung im Frühjahr 1983 (Abb. 9 u. 10) nach einem ungewöhnlichen sturmflutreichen Winterhalbjahr 1982/83 und einer entsprechend hohen Verweilzeit der Sturmflutwasserstände (vgl. Abb. 5) entschloß sich das Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (MELF) des Landes Schleswig-Holstein, nördlich des Tetrapoden-Querwerkes eine Versuchssandvorspülung durchzuführen, um damit den am stärksten gefährdeten Dünenabschnitt vorläufig zu sichern und zugleich durch ein breit angelegtes begleitendes Untersuchungsprogramm die Frage zu klären, wie weit durch eine noch zu wählende Art einer Sandvorspülung eine wirtschaftlich vertretbare Sicherung der gefährdeten Randdüne in einem morphologisch-hydrologisch besonders komplexen Vorstrandbereich möglich ist.

3.2 Planungsgrundlagen

Im Frühjahr 1983 erstreckte sich die unmittelbar zu schützende Uferstrecke nördlich des Tetrapoden-Querwerkes auf rd. 1,0 km Länge. Dieser Abschnitt wurde daher für die Lage der Versuchssandvorspülung ausgewählt. Um die Wirksamkeit realistisch bewerten zu können, wurde ein Zeitraum von drei Jahren nach der erfolgten Vorspülung für erforderlich erachtet. Dies wurde damit begründet, daß die durch die Wellen- und Tideeinwirkungen bedingte Abnahme der Vorspülmenge einem exponentiellen Gesetz folgt, das, wie bei dem radioaktiven Zerfall, durch eine Halbwertzeit gekennzeichnet ist. Diese gibt die Zeitdauer an, nach der noch die Hälfte der vorgespülten Sandmenge (ohne Spülsandverluste) vorhanden ist (Führböter, 1974). Um sicherzustellen, daß sich die vorzuspülende Sandmenge deutlich von den natürlichen, jahreszeitlich bedingten Änderungen des Sandvorrates im Vorspülbereich abhebt, wurde dieser zunächst in Voruntersuchungen überschläglich mit 100 m3/lfdm Strandlänge und Jahr abgeschätzt. Danach wurde entschieden, daß die nachweisbare Sandvorspülmenge nach einer Halbwertzeit von drei Jahren noch mindestens das zweifache Volumen, also rd. 200 m³/lfdm Strandbreite, ausmachen sollte. Daraus ergab sich dann die Größenordnung von – im Mittel – rd. 350 m³ bis 400 m³/lfdm vorzuspülende Sandmenge als Planungsgrundlage für die Versuchssandvorspülung.

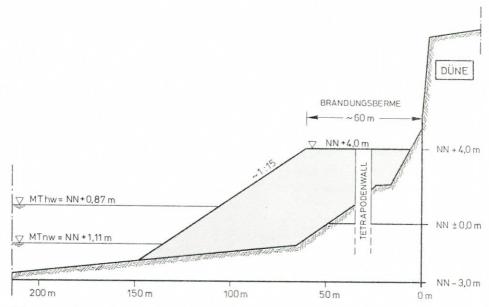


Abb. 11: Vorschlag (schematisch) für die Form (Querschnitt) der Versuchssandvorspülung im Jahre 1983 (FÜHRBÖTER, 1983)

3.3 Zur Geometrie der Versuchssandvorspülung

Hinsichtlich der geometrischen Form der Versuchssandvorspülung (Querschnitt) wurde von Führböter (1983) die auf Abb. 11 dargestellte sogenannte Verwallung empfohlen.

Die vorgeschlagene seeseitige Böschung von 1:15 ist etwa diejenige Strandneigung, die sich unter dem Einfluß von Wellen und Strömungen in der sturmflutarmen Jahreszeit als natürliche Strandneigung (Sommerprofil) am Weststrand von Sylt einstellt (Lamprechtt, 1955). Die Höhe der Brandungsberme von NN + 4,0 m entspricht etwa dem HHThw vom 24. 11. 1981 mit NN + 4,05 m. Bei dieser Höhenlage würden bei Eintreten des Bemessungswasserstandes von NN + 4,50 m an den Fuß der natürlichen Randdüne nur noch die Wellenbelastungen bzw. die Wellenenergien gelangen, wie sie auf Abb. 12 schematisch dargestellt sind. Die Brandung der Wellen bzw. der hauptsächliche Energieumsatz erfolgt dadurch bis zu 60 m von der natürlichen Randdüne entfernt. Dies gilt für die Bemessungssturmflut als einem Wasserstand, der bisher noch nicht aufgetreten ist. Bei Extremsturmfluten mit Wasserständen unter NN + 4,0 m ist die Wirkung der Brandungsberme noch günstiger als auf Abb. 12 schematisch dargestellt, da in diesem Falle die Brandungsberme, von dem Wellenauflauf an der Seeseite abgesehen, einem flächenhaften Abtrag durch den Seegang weitgehend entzogen ist.

Als noch weitgehend ungeklärt mußte bei der Wahl der Böschungsneigung von 1:15 die Frage nach der möglichen Ausbildung von Kliffs – auch bei niedrigeren Sturmflutwasserständen (sogenannten Kantenfluten) – an dem künstlich aufgehöhten Strand noch unbeantwortet bleiben. Es konnte daher bei der Planung nur darauf hingewiesen werden, im Hinblick auf spätere Maßnahmen diese Erscheinung sorgfältig zu beobachten. Die Breite der Berme von rd. 60 m, die sich durch Wahl ihrer Neigung und Höhe aus dem vorgesehenen Vorspülvolumen je

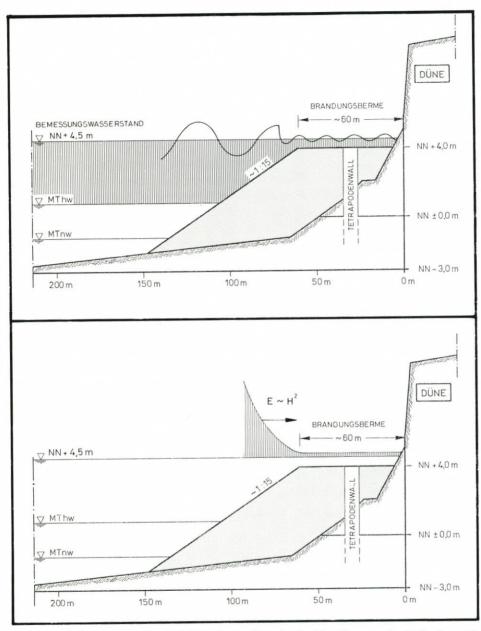


Abb. 12: Wellenbelastung auf die Randdüne (oben) und zugehöriger Energieumsatz der Wellen (unten) in Abhängigkeit vom Vorspülkörper (schematisch, Führböter, 1983)

lfdm Strandlänge ergab, bietet im Vergleich zu einer durchgehenden Böschung bis zur Düne, z. B. mit einer flacheren Neigung den Vorteil einer relativ großen Strandbreite auf Höhe der Sturmflutwasserstände und damit ausreichende Reserven in bezug auf die Abbruchvorgänge an der Brandungsberme und den Abstand zur natürlichen Düne. Auf der Grundlage der vorgenannten Überlegungen zu der Versuchssandvorspülung wurde vom ALW Husum im

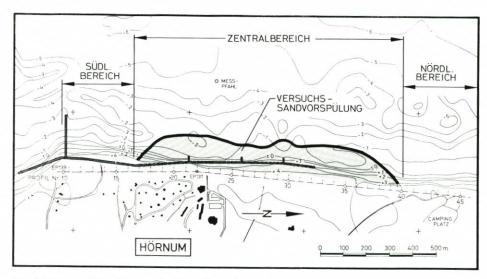


Abb. 13: Lage und Ausdehnung der Versuchssandvorspülung vor Hörnum (Zentralbereich) und angrenzende Untersuchungsbereiche (nördlich und südlich)

Frühjahr 1983 die auf Abb. 13 dargestellte Aufspülfläche (zwischen Profil Nr. 17 und 39) zur Ausführung ausgeschrieben.

Die erforderliche Vorspülmenge von insgesamt 640 000 m³ Sand verteilte sich auf Teilmengen von 120 000 m³ zur Verstärkung der Randdüne am Aralsteg und beim Parkplatz des Campingplatzes (Profil 42 bis 45 auf Abb. 13) sowie 10 000 m³ Sand für eine Dünenverwallung parallel zur Straße an der Sommerhaus-Siedlung (am südlichen Ende des Längswerkes). Für die eigentliche Versuchssandvorspülung vor der Randdüne war damit noch eine Gesamtmenge von rd. 500 000 m³ verfügbar.

3.4 Begleitende Untersuchungen

Zu den Voruntersuchungen vor der Versuchssandvorspülung gehörte vorrangig die Erkundung und Bewertung von geeigneten Sandentnahmestellen im Küstenvorfeld, da eine Sandentnahme vom Lande aus ausgeschlossen war. Im Anschluß an die Vorspülung war u. a. die Umformung und der Abbruch des Vorspülkörpers in Abhängigkeit von den jeweils vorherrschenden Umweltbedingungen (u. a. Seegang, Strömungen, Wasserstände etc.) zu ermitteln, um die Frage beantworten zu können, welche Sandmengen nach drei Jahren (angenommene Halbwertzeit) tatsächlich noch in dem unmittelbaren Vorspülbereich und in den angrenzenden Uferabschnitten (Abb. 13) vorhanden sind.

Vom Amt für Land- und Wasserwirtschaft (ALW Husum) wurde hierzu ein begleitendes Untersuchungsprogramm für den Zeitraum vor, während der Versuchssandvorspülung und bis zu drei Jahren danach mit folgenden Schwerpunkten ausgearbeitet und den nachfolgend genannten Institutionen übertragen:

A. Wiederholte Aufmaße des Strandbereiches sowie Peilung des Küstenvorfeldes im Nahbereich des Untersuchungsgebietes durch das ALW Husum (Profil 0 bis 46 auf Abb. 14) u. a. im Hinblick auf:

- Erfassung des "Nullzustandes" vor Spülbeginn (= Referenzzustand)

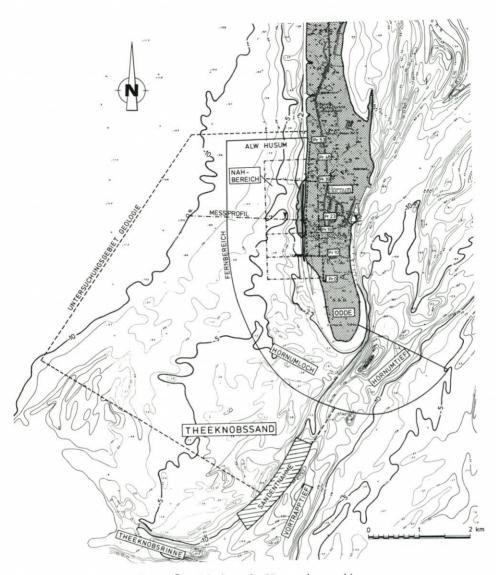


Abb. 14: Übersichtskarte des Untersuchungsgebietes

- Dokumentation der Sandvorspülung (Baufortschritte)
- Umlagerungen und Sandverluste im Untersuchungsgebiet im dreijährigen Zeitraum nach der Vorspülung durch Aufmaße jeweils im Frühjahr und Herbst eines Jahres sowie nach schweren Sturmfluten.
- B. Untersuchungen im Fernbereich des Untersuchungsgebietes durch das ALW Husum zwischen Hörnum Tief und Profil 53 (s. Kennzeichnung auf Abb. 14) u. a. im Hinblick auf die:
- Erfassung der Strandveränderungen und Dünenabbruchkanten durch jährliche tachymetrische Aufmaße, beginnend mit dem "Nullzustand" (vor Spülbeginn)
- Veränderung der Tiefenverhältnisse im großräumigen Küstenvorfeld einschl. Hörnum

Loch, Teile des Hörnum Tiefs, Vortrapptief und vorgelagerte Sände durch Peilung im Abstand von fünf Jahren

- allgemeine Dokumentation des Dünen- und Strandzustandes durch wiederholte Luftbildbefliegungen.
- C. Untersuchungen zur Geologie im Nahbereich des Vorspülgebietes sowie in einem großräumigen Bereich (Abb. 14) durch das Geologisch-Paläontologische Institut und Museum der Universität Kiel (Prof. Köster) u. a. für folgende Fragestellungen:
- Erfassung von sedimentologischen Veränderungstendenzen im Nahbereich seit 1970
- Kenntnisse über die seewärtige Ausbreitung des Spülgutes sowie auch längs der Küste im Zeitraum 1983 bis 1986 durch wiederholte Entnahme von Sedimentproben von der Oberfläche des Küstenvorfeldes in einem Grundraster von 200 m × 100 m
- großräumige Sedimentverteilungen im Untersuchungsgebiet der Geologie durch Probeentnahmen im Raster von 300 m×150 m (vor der Vorspülung und einmalige Wiederholung nach der Vorspülung)
- D. Messung und Auswertung der wirksamen Umweltparameter in einem ausgewählten Meßprofil (Profil 23 auf Abb. 14) durch das ALW Husum und das Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig (Prof. Führböter) u. a. im Hinblick auf:
- Zuordnung der zeitlichen Veränderungen am Vorspülkörper und im Vorstrandbereich zu den vorherrschenden Angriffskräften
- Beurteilung der Wirksamkeit der Versuchssandvorspülung und Empfehlungen für künftige Maßnahmen.

Die Dokumentation der Ergebnisse aus den vorgenannten Untersuchungen sind den Unterlagen des ALW Husum sowie den Berichten der Universität Kiel (Köster u. Ahrens, 1986) und der Technischen Universität Braunschweig (Führböter et al., 1986, 1986a, 1986b u. 1987 sowie Führböter u. Dette, 1986) zu entnehmen.

3.5 Erkundung von Sandentnahmegebieten im Küstenvorfeld

Auf Vorschlag des Geologischen Landesamtes Schleswig-Holstein in Kiel wurden die Untersuchungen zum Auffinden eines geeigneten Sandentnahmegebietes auf den Bereich des Theeknobssandes und der Theeknobsrinne (Abb. 15) konzentriert. Ein ursprünglich geplantes umfangreiches Bohrprogramm mußte aufgrund der schwierigen Arbeitsbedingungen mit den vorgesehenen Geräten bei vorherrschenden ungünstigen Seegangs- und Strömungsverhältnissen schließlich auf zwei Rammkernsondierbohrungen in Tiefen von 10 m und 12 m sowie auf ergänzende fünf Greiferproben vom Seegrund am Nordrand der Theeknobsrinne beschränkt werden.

Aus diesem Grund wurde noch eine zusätzliche Versuchsbaggerung am Süd- und Ostrand des Theeknobssandes durchgeführt. Hierzu wurde ein Schleppkopf-Hopperbagger (Friesland III mit einem Tiefgang von 2,6 m und einem Laderauminhalt von 430 m³) angemietet. Dem Spülgut wurden 22 Proben entnommen und deren Korngrößenverteilung bestimmt.

Als Ergebnis der Untersuchungen zum Auffinden eines Sandentnahmegebietes konnte festgestellt werden, daß am Rande des Theeknobssandes mittel- bis grobkörnige Sande vorhanden und mit einer Ungleichförmigkeit von

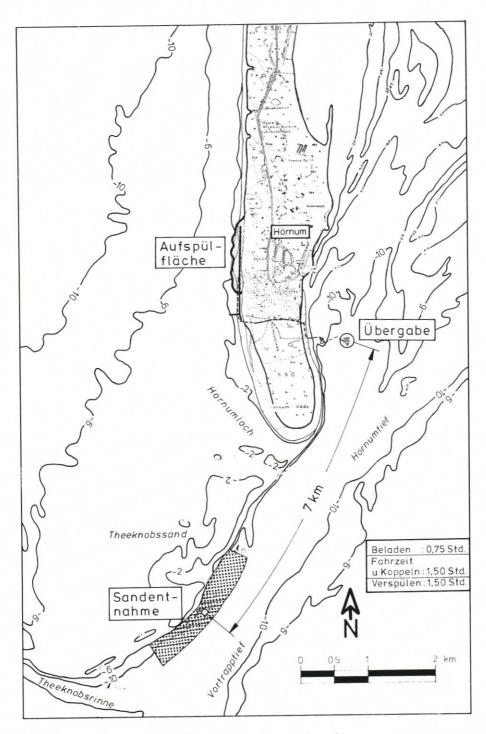


Abb. 15: Übersichtskarte Sandentnahmegebiet

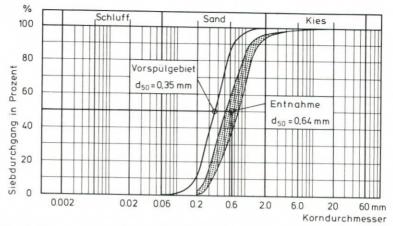


Abb. 16: Vergleich einer repräsentativen Korngrößenverteilung im Vorspülgebiet d_{50} = 0,35 mm mit der Einhüllenden von Korngrößenverteilungen im Entnahmegebiet d_{50} = 0,64 mm

Als geeignete Entnahme wurde schließlich ein Gebiet von 2100 m Länge und 160 m Breite am Osthang des Theeknobssandes zum Vortrapptief hin (Abb. 15) ausgewählt und später auch zur Entnahme freigegeben.

Abb. 16 zeigt im Vergleich eine repräsentative Kornverteilung der im Vorspülgebiet vorhandenen Korngrößen mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,35$ mm sowie die Einhüllende von Korngrößenverteilungen im Entnahmegebiet mit einem $d_{50} = 0,64$ mm. Damit wird die allgemeine Forderung erfüllt, daß das Vorspülgut gröber als das vorhandene Sediment sein sollte (EAK, 1981).

3.6 Durchführung der Sandvorspülung

Für die Ausführung der Sandvorspülung (vgl. Abb. 11 u. 13) bot es sich wegen der relativ schmalen Inselbreite am südlichen Ortsrand von Hörnum an, die Anlegestation des Hopperbaggers in den Lee-Bereich der Insel vor dem Ostufer zu legen (Abb. 17). Die Trassenführung der Spülrohrleitung über die Insel bis zum Vorspülbereich am Weststrand zeigt eine Luftbildaufnahme (Abb. 18) zum Zeitpunkt der Ausführungsarbeiten.

Für die Spülentfernung von rd. 3,5 km Länge war die Zwischenschaltung einer Pumpstation erforderlich. Abb. 19 zeigt schematisch die Anlegestation (Ponton) mit dem Hopperbagger. Von dort verlief eine Schwimmleitung (Durchmesser 800 mm) mit zwischengeschalteter Pumpstation an die fest verlegte Rohrleitung (ebenfalls Durchmesser 800 mm) auf der Landseite. Der vorgesehene Spülkörper mit der Berme (vgl. Abb. 11) wurde, wie aus Abb. 20 ersichtlich, hergestellt. Zunächst wurde unmittelbar längs der Düne, von Süden nach Norden vorgehend, und danach in umgekehrter Richtung in einer weiter seewärts verlegten zweiten Trasse vorgespült (s. auch Abb. 18).

Die Ausschreibung der Maßnahme ergab bei Einrichtungskosten für die Baustelle zwischen 600 000 DM und 700 000 DM, Angebotssummen zwischen 3,2 Mio. DM und 5,3 Mio. DM; dies entspricht Einheitspreisen zwischen 3,80 DM/m³ Sand bis 7,00 DM/m³. Einschließlich der Kosten für das Untersuchungsprogramm zur Versuchssandvorspülung in den Jahren von 1983 bis 1986 in Höhe von 1,3 Mio. DM beliefen sich die Gesamtkosten auf 4,5 Mio. DM.

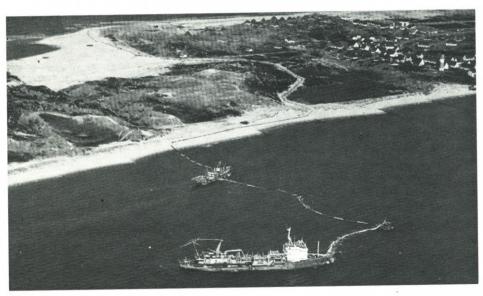


Abb. 17: Anlegestation des Hopperbaggers

Für die Maßnahme wurde ein Hopperbagger mit einem Ladevolumen von 3000 m³ bei einem Tiefgang von 6,5 m eingesetzt (Pumpenleistungen des Hoppers: Gewinnen = 2 × 1100 kW sowie Verspülen = 2700 kW und Druckerhöhungsstation = 1620 kW). Bei einer mittleren Entfernung zwischen der Sandentnahme in der Theeknobsrinne und der Übergabestelle am Ostufer von rd. 7 km ergaben sich folgende mittlere Baggerumläufe:

insgesamt:	= rd. 4	Std.
– Verspülen	= 1,5	Std.
- Fahrzeiten einschl. Koppelung	= 1,5	
– Laden des Hoppers	= 0,75	

Mit einer mittleren Leistung von 20 000 m³/Tag (6–7 Hopperfahrten) wurde die Versuchssandvorspülung in dem auf Abb. 13 gekennzeichneten Bereich innerhalb von nur fünf Wochen in den Monaten Mai und Juni 1983 durchgeführt. Abb. 21 zeigt beispielhaft an den Profilen 23 und 34 (Position, s. Abb. 13) die vorgespülten Mengen durch Gegenüberstellung des Ausgangszustandes (August 1982) und des Zustandes nach Beendigung der Maßnahme (September 1983) in Querprofilen. Bei Profil 34 ist oberhalb NN ± 0 m noch die ursprünglich ausgeführte seeseitige Neigung von 1:15 zu erkennen, während bei Profil 23 schon eine Abflachung des Vorspülkörpers durch die vorherrschenden Wellen und Strömungen im Zeitraum von Juni 1983 (Ende der Vorspülung) bis September 1983 (Zeitpunkt der Seevermessung) festzustellen ist. Auffällig ist bei beiden Profilen ein Knick in der Böschung auf der Höhenlinie NN ± 0 m. Im Unterwasserbereich bis NN – 3,0 m hat sich im Vergleich zu der oberhalb gelegenen Böschung eine flachere Neigung von etwa 1:50 eingestellt.

Auf der Grundlage von Massenberechnungen zwischen dem Ausgangszustand (Peilung vom August 1982 = 0 m³) und den Zusatzmassen nach der Vorspülung (Peilung vom September 1983) wurde für den Zentralbereich (Profil 17 bis 39) zwischen der Tiefenlinie NN

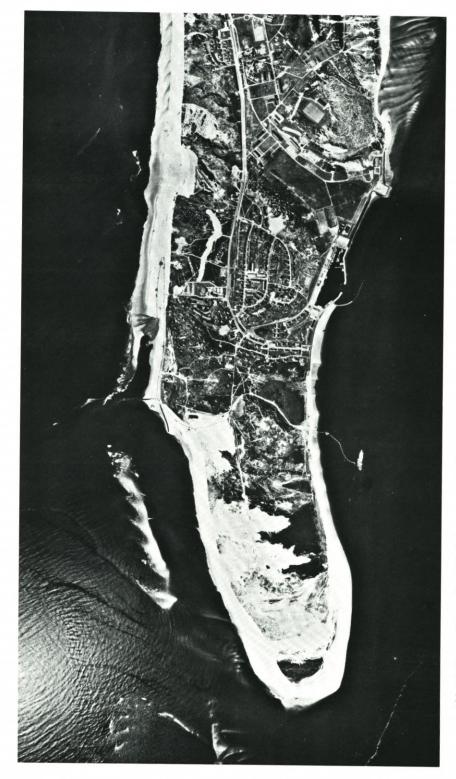


Abb. 18: Trassenführung der Spülrohrleitung von der Übergabe (Hopperbagger) bis zum Vorspülbereich nördlich des Tetrapodenquerwerkes

Baustelleneinrichtung



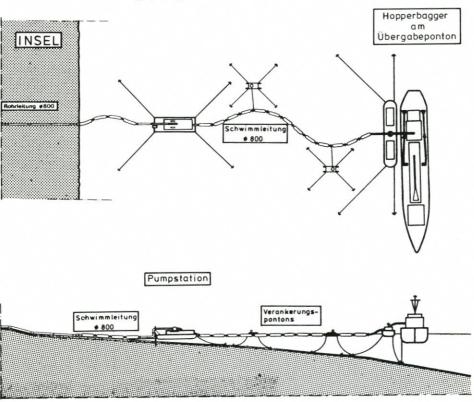


Abb. 19: Anleger des Hopperbaggers und Übergabeleitung zum Vorspülgebiet (schematisch)

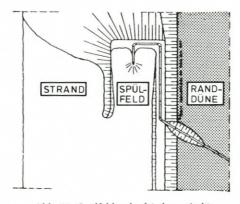
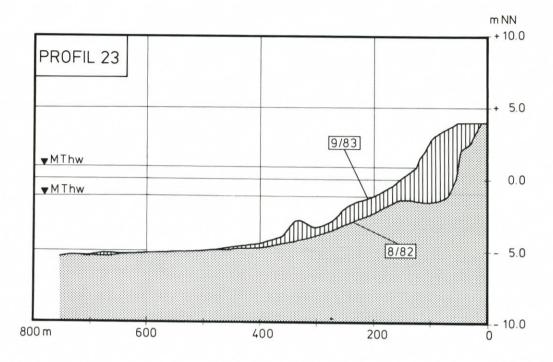


Abb. 20: Spülfeldauslauf (schematisch)



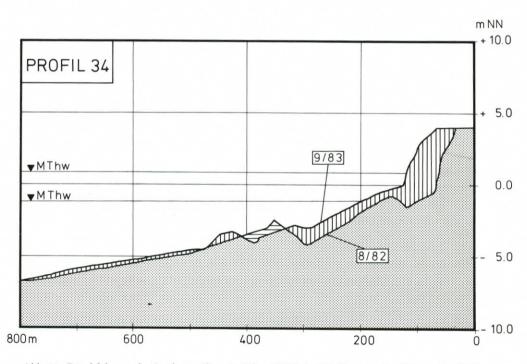


Abb. 21: Durchführung der Sandvorspülung im Jahre 1983 beispielhaft veranschaulicht am Profil Nr. 23 (oben) und Nr. 34 (unten)

– 8 m (bzw. seewärtige Grenze des Untersuchungsgebietes auf Abb. 13) und der Höhenschichtlinie NN + 4 m eine Gesamtvorspülmenge von

nachgewiesen. Hinsichtlich der Massenermittlung ist zu bemerken, daß jeweils für jedes Profil (vgl. Beispiele auf Abb. 21) die Massenänderung, getrennt nach Höhen- bzw. Tiefenbereichen in Intervallen von je 1 m (z. B. zwischen NN + 4 m und NN + 3 m), in m² berechnet und der Betrag dann mit dem mittleren Profilabstand von 50 m (je 25 m zu beiden Seiten des Profiles) multipliziert wurde, um die Massen im m³/je 50 m Strandlänge zu erhalten. Durch Aufsummieren aller Einzelmassen konnten dann jeweils die Gesamtmengen, z. B. für den Zentralbereich der Vorspülung, ermittelt werden (Tafel 2).

Tafel 2. Nachweis der Aufspülmengen im Zentralbereich (Profil 17 bis 39) der Versuchssandvorspülung vor Hörnum nach Peilungen im August 1982 und September 1983

Höhenbereich	Sandvolv	ımen	Bemerkung
	m^3	%	
NN + 4 m bis NN + 3 m	46 600	9,2	Trockener Strand
NN + 3 m bis NN + 2 m	54 500	10,8	
NN + 2 m bis NN + 1 m	57 900	11,5	rd. 160 000 m ³
$NN + 1$ m bis $NN \pm 0$ m	66 500	13,3	Wasserwechselzone
$NN \pm 0$ m bis $NN - 1$ m	85 500	17,1	rd. 150 000 m ³
NN - 1 m bis NN - 2 m	59 200	11,7	
NN - 2 m bis NN - 3 m	28 900	5,8	
NN - 3 m bis NN - 4 m	31 200	6,2	Unterwasserstrand
NN - 4 m bis NN - 5 m	24 400	4,8	
NN - 5 m bis NN - 6 m	36 500	7,2	
NN - 6 m bis NN - 7 m	12 800	2,5	rd. 190 000 m
NN - 7 m bis NN - 8 m	0	0	
Gesamtmenge	504 000	100	

Um zu veranschaulichen, wie sich die Vorspülmenge von rd. 500 000 m³ flächenmäßig auf die bestehenden Verhältnisse ausgewirkt hat, zeigt Abb. 22 beispielhaft den Verlauf der Höhenlinien NN + 3 m und NN \pm 0 m vor der Vorspülung (8/82) im Vergleich zu deren Verlauf nach der Vorspülung (9/83). Es geht hieraus hervor, daß eine ausreichend breite Verwallung im Zentralbereich der Vorspülung vor dem natürlichen Dünenfuß (entsprechend etwa dem Verlauf der NN + 3-m-Linie im August 82) geschaffen werden konnte.

Aufgabe der begleitenden Untersuchungen im Zeitraum von 1983 bis 1986 (= 3 Jahre) war es nun, das Verhalten bzw. die Umformung des Vorspülbereiches wie auch die Auswirkungen auf die unmittelbar angrenzenden südlichen (bis zum Tetrapodenquerwerk) und nördlichen Bereiche (bis Profil 45 = Grenze der wiederholten Peilungen) zu erfassen und in Abhängigkeit von den einwirkenden Seegangs- und Wasserstandsverhältnissen zu beurteilen.

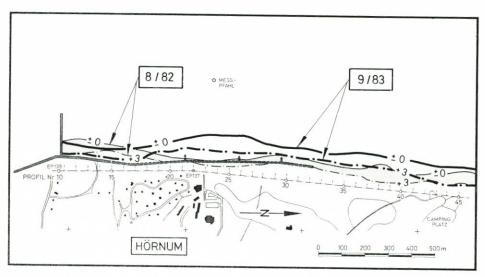


Abb. 22: Größenordnung der "Verwallung" vor der Randdüne, dargestellt am Verlauf der NN \pm 0-m-Linie (9/83) sowie Vergleich zum Zustand 8/82

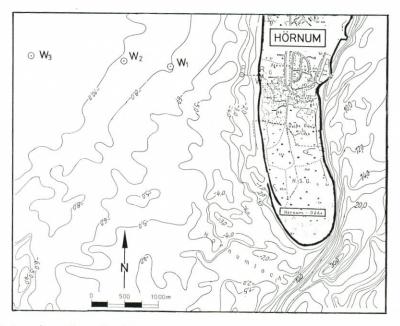


Abb. 23: Lage des Wellenmeßprofiles vor Hörnum/Sylt mit den Positionen der einzelnen Meßstellen

4. Zusammenfassung der wirksamen äußeren Umweltparameter vor Hörnum im Zeitraum 1983 bis 1986

4.1 Vorbemerkung

Zur Erfassung der wirksamen äußeren Umweltparameter (Tidewasserstände, Wind, Wellen und Strömungen) wurde u. a. ein Wellenmeßprofil vor Hörnum eingerichtet; Abb. 23 zeigt die Positionen W3 bis W1, an denen Wave-Rider-Wellenmeßbojen ausgelegt wurden, sowie die Position P, an der ein Unterwassermeßpfahl als Geräteträger eingespült wurde. Die Ergebnisse der hydrologischen Untersuchungen sowie die Auswertung der Strand- und Seevermessungen von 1983 bis 1986 sind der Dokumentation des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig zu entnehmen (Führböter et al., 1986 u. 1987). Die geologischen Untersuchungen sind in der Dokumentation des Geologisch-Paläontologischen Instituts und Museums der Universität Kiel (Köster u. Ahrend, 1986) zusammengefaßt.

4.2 Tidewasserstände und Sturmfluthäufigkeit

Mit der Inbetriebnahme der Meßstation an der Westküste vor Hörnum konnten erstmals auch mehrjährige Wasserstandsaufzeichnungen im Vorstrandbereich verwirklicht werden; bis dahin wurden die Tidewasserstände im dortigen Bereich über Korrekturtafeln aus den Aufzeichnungen im Hafen von Hörnum (Lee der Insel) ermittelt. In Tafel 3 sind für den Zeitraum von Oktober 1983 bis September 1986 (= 3 Jahre) die maximalen und minimalen Kennwerte einzelner Tiden zusammengestellt, um damit zugleich auch die Bandbreite der Schwankungen aufzuzeigen.

Tafel 3. Maximale und minimale Kennwerte einzelner Tiden vor Hörnum-West im Zeitraum 10/83 bis 9/86 (FÜHRBÖTER et al., 1987)

Kennwerte		Maximum		Minir	num	
			Datum			
Tidehochwasser	Thw	NN+2,96 m	04. 01. 84	NN-0,82 m	24. 01. 84	
Tideniedrigwasser	Tnw	NN+1,68 m	06. 11. 85	NN-2,63 m	31. 01. 86	
Tidehub	Thb	2,60 m	21. 01. 84	0,86 m	14. 11. 83	
Flutdauer	$T_{\rm F}$	9,25 Std.	06. 12. 85	4,4 Std.	10. 08. 86	
Ebbedauer	T_{E}	8,30 Std.	21. 03. 86	4,0 Std.	13. 01. 84	

Aus der Zusammenstellung der mittleren Tideverhältnisse vor Hörnum-West für den 3jährigen Untersuchungszeitraum (Tafel 4) ist neben dem mittleren Tidehub von rd. 1,9 m auch der Unterschied zwischen Flutdauer (45 % der Tidedauer) und Ebbedauer (55 %) hervorzuheben; dies ist auf die Ein- und Ausströmung im Hörnum Tief zurückzuführen.

Als höchster Sturmflutscheitelwasserstand im Untersuchungszeitraum wurden 796 cm PN – 5 m NN (rd. 2,1 m über MThw) am 4. Januar 1984 um 2.03 Uhr registriert; am Pegel Hörnum-Hafen wurden etwa 50 Minuten später 829 cm PN – 5 m NN gemessen. Dieser Wert liegt etwa 0,75 m unter dem HHThw von 905 cm PN – 5 m NN, das am 24. November

Tafel 4. Zusammenstellung der mittleren Tidekennwerte für Hörnum-West im Zeitraum von 10/83 bis 9/86 (FÜHRBÖTER et al., 1987)

Bezeichnung	Angabe
Mittleres Tidehochwasser	MThw = NN + 0.87
Mittleres Tideniedrigwasser	MTnw = NN - 1,01
Mittlerer Tidehub	MThb = 1,88 m
Mittlere Flutdauer	$MT_F = 5,40 \text{ Std.}$
Mittlere Ebbedauer	$MT_E = 6,45 \text{ Std.}$

Tafel 5. Jährliche Verweilzeiten erhöhter Sturmflutwasserstände vor Hörnum-West in ausgewählten Höhenbereichen (Führböter et al., 1987)

Zeitraum	Verweilzeiten des Wasserstandes in Stunden in ausgewählten Höhenbereichen				
	≥ 700 cm PN	≥ 725 cm PN	≥ 750 cm PN		
10/83 - 9/84	54	26	7		
10/84 - 9/85	8	2	_		
10/85 - 9/86	17	10	7		

1981 eingetreten ist. Die Auswertung der Verweilzeiten des Wasserstandes oberhalb ausgewählter Höhen (Tafel 5) vermittelt einen Eindruck von der Sturmflutintensität in den genannten drei Jahren; es fällt hier ein relativ sturmflutaktives Jahr (9/83–10/84) im ersten Jahr nach der Vorspülung auf, dem danach ein "sturmflutarmes" Jahr folgte.

Um diese Angaben größenordnungsmäßig in die langfristige Sturmfluthäufigkeit einordnen zu können, sind in Abb. 24 die Verweilzeiten der Sturmflutwasserstände von 1900 bis 1984 am Pegel List-Hafen aufgetragen. Daraus wird ersichtlich, daß sich im Winter 1983/84 die Verweilzeiten oberhalb 700 cm PN – 5 m NN am Pegel List auf insgesamt 22 Stunden aufsummierten. Diese Angabe, die für MThw + 1,3 m gilt, ist vergleichbar mit den 26 Stunden für Hörnum-West oberhalb 725 cm PN – 5 m NN entsprechend MThw + 1,4 m (Tafel 5). Daraus kann für die hier vorliegende Betrachtung gefolgert werden, daß die Langzeitstatistik der Verweilzeiten am Pegel List (Abb. 24) auch für die Beurteilung der Verhältnisse am Südende der Insel Sylt als repräsentativ herangezogen werden kann. Hinsichtlich einer Einordnung der Verweilzeiten des Winters 1983/84 in das Langzeitgeschehen geht aus Abb. 24 hervor, daß in den 85 Jahren seit 1900 nur in elf Jahren höhere Verweilzeiten aufgetreten sind.

Danach kann das erste Jahr nach der Sandvorspülung Hörnum als überdurchschnittlich sturmflutaktives Jahr bezeichnet und hinsichtlich der Seegangsbelastung auf die hohen Strandbereiche und die Randdünen in das obere Drittel des langjährigen Geschehens eingestuft werden. Abb. 25 zeigt zur Veranschaulichung der Verweilzeiten ein ausgewähltes Sturmflutereignis vom 5./6. 11. 1985, das mit NN + 2,86 m (rd. 2 m über MThw) nach der Sturmflut vom 4. 1. 1984 den zweithöchsten Wasserstand (vgl. Tafel 4) im Zeitraum 1983 bis 1986 lieferte. Die Verweilzeit oberhalb 700 cm PN – 5 m NN belief sich auf 12 Stunden; während dieser Zeit wurde der Bereich oberhalb 750 cm PN – 5 m NN (MThw + 1,6 m) für etwa fünf Stunden überschritten.

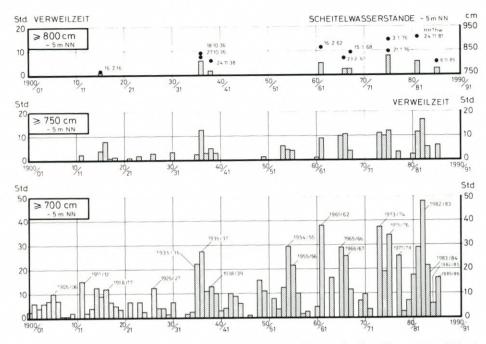


Abb. 24: Verweilzeiten von Sturmflutwasserständen in ausgewählten Höhenbereichen am Pegel List im Zeitraum 1900 bis 1985 (MELF, 1985)

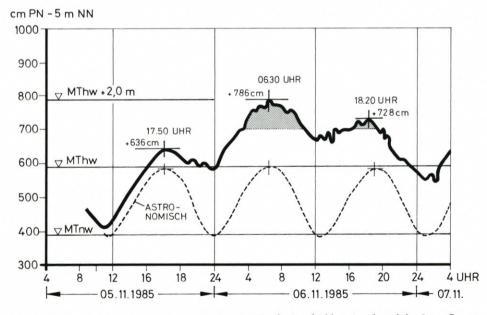


Abb. 25: Verlauf der Wasserstände vor Hörnum/West (Punkt P auf Abb. 23) während der Sturmflut am 5. 11. und 6. 11. 1985

4.3 Wellenmessungen

4.3.1 Vorbemerkung

Während des Untersuchungszeitraumes von 10/83 bis 3/86 wurden Wellenmessungen im Meßprofil (vgl. Abb. 23) nach einem vorgegebenen Programm, insbesondere aber bei erhöhten Tidewasserständen durchgeführt. Um eine möglichst lückenlose Aufzeichnung der statistischen Wellenparameter (u. a. Wellenhöhe, -periode), z. B. in Zeitabständen von wenigen Stunden über die gesamte Untersuchungszeit, zu erhalten, wäre ein unvertretbar hoher Personal- und Kostenaufwand für die Betreuung der Meßkette und die Auswertung aller Messungen erforderlich gewesen. Aus diesem Grunde war verabredet worden, zunächst ein ausreichendes Kollektiv von Einzelmessungen (Wellen und Wind) zu sammeln, um dann über Korrelationsbetrachtungen zwischen Wind- und Wellenkennwerten vor Hörnum auf der Grundlage der lückenlosen Winddaten allein die zugehörigen Wellenhöhen rechnerisch zu ermitteln (vgl. hierzu u. a. Dette, 1977).

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden ausführlich in der Dokumentation des Untersuchungsprogramms (FÜHRBÖTER et al., 1986 u. 1987) beschrieben. Aufgrund der guten Korrelationen konnte lückenlos das Wellenklima vor Hörnum in Zeitintervallen von je einer Stunde für den Zeitraum 10/83 bis 9/86 aus den Windaufzeichnungen allein berechnet werden.

Die Brauchbarkeit dieser Methode einer kontinuierlichen Berechnung des Wellenklimas,

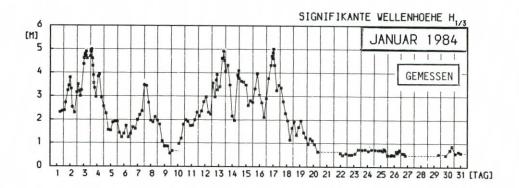




Abb. 26: Vergleich von gemessenen (oben) und über Korrelation mit dem Wind berechneten (unten) signifikanten Wellenhöhen, hier als Mittelwerte über je 4 Stunden für den Monat Januar 1984

am Beispiel der signifikanten Wellenhöhen, für vergleichende, zumindest qualitative Betrachtungen veranschaulicht die Gegenüberstellung von Wellenkennwerten aus Messungen und Berechnungen beispielhaft für die Monate Januar 1984 (Abb. 26) und Januar 1986 (Abb. 27). Die Übereinstimmung ist erstaunlich gut und liegt in einer Abweichung von weniger als 10%, zumindest bei Wellenhöhen oberhalb $H_s = 2 \text{ m}$.

4.3.2 Ergebnisse der Wellenmessungen

Bis Ende 1983 waren im Wellenmeßprofil vor Hörnum zwei "Wave-Rider"-Wellenmeßbojen an den Stationen W₃ (mehr als 10 m Wassertiefe) und W₂ (etwa in 10 m Wassertiefe) ausgelegt.

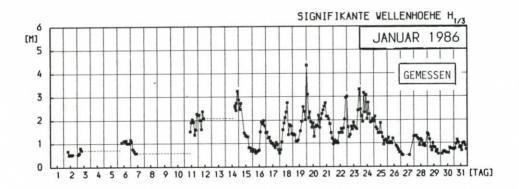
Im Januar 1984 wurden an den beiden Stationen zugleich die höchsten Wellen während des Untersuchungszeitraumes gemessen, und zwar

Station W₃ (3,5 km vor der Küste)

 $H_{max} = 9.6 \text{ m}$

Station W₂ (2,0 km vor der Küste)

 $H_{\text{max}} = 8.7 \text{ m}$



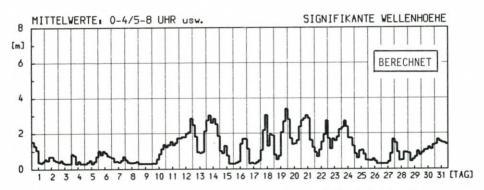


Abb. 27: Vergleich von gemessenen (oben) und über Korrelation mit dem Wind berechneten (unten) signifikanten Wellenhöhen, hier als Mittelwerte für je 4 Stunden für den Monat Januar 1986

In Tafel 6 sind für die im Januar 1984 aufgetretenen Sturmtiden die jeweils höchsten Wellenkennwerte und die maximalen Windgeschwindigkeiten mit zugehöriger Richtung zusammengestellt, um einen Anhalt darüber zu geben, in welchem Maße die Wellen beim Anlauf auf die Küste infolge Grundberührung, Refraktion etc. in ihrer Höhe abnehmen.

Für das Gesamtkollektiv von 2080 ausgewerteten Wellenmessungen an der Station W₂ ergibt sich die folgende Häufigkeitsverteilung von Wellenhöhen (H_s) und zugeordneten Wellenperioden (T_m), wie sie in Abb. 28 in einem Gitternetz von Wellenhöhen in 0,5 m und Wellenperioden in 0,5 s Intervallen zusammengestellt sind.

Aus dieser Auftragung ist ersichtlich, daß mit einer Häufigkeit von 90 % im Kollektiv der 2080 Messungen eine mittlere Wellenhöhe $H_S=1\,\mathrm{m}$ mit einer Periode $T_m=4,5\,\mathrm{s}$ vorgeherrscht hat. In Tafel 7 sind für praktische Belange die zu einzelnen Wellenhöhen zu erwartenden Wellenperioden zusammengestellt.

Tafel 6. Zusammenstellung der höchsten Wellenkennwerte an den Stationen W2 und W3 und der zugehörigen maximalen Windgeschwindigkeiten einschl. Richtungen während der Sturmtiden im Januar 1984

Datum	1984			Wellenk	ennwerte				Winddat	en
		St	ation W	73	St	tation W	72	Rich	tung	Geschw
		H_{max}	H_s	$T_{\rm m}$	H_{max}	H_s	$T_{\rm m}$	-	0	
Tag	Uhr	m	m	S	m	m	s	-	Grad	m/s
03. 1.	13	9,6	5,2	8,9	8,1	4,4	8,1	WSW	250	22,5
08. 1.	04	6,5	3,9	8,9	4,9	3,4	6,9	W	260	18,9
13. 1.	22	8,8	6,0	10,4	8,1	4,5	9,8	W	270	23,3
17. 1.	13	7,9	5,2	10,6	8,7	5,0	9,9	WSW	250	23,3

WELLENHÖHE

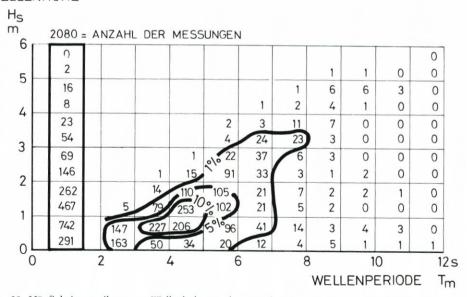


Abb. 28: Häufigkeitsverteilung von Wellenhöhen und zugeordneten Perioden von 2080 Wellenmessungen an der Station W2 im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986

Tafel 7. Zuordnung von Wellenparametern vor Hörnum-West auf der Grundlage der Wellenmessungen von 1983 bis 1986

Wellenhöhe	Wellenperiode
$H_s = 1 \text{ m}$	$T_{\rm m} = 4,5 \text{ s}$
$H_s = 2 \text{ m}$	$T_{\rm m} = 5.5 \text{ s}$
$H_s = 3 \text{ m}$	$T_{\rm m} = 7,0 \text{ s}$
$H_s = 4 \text{ m}$	$T_{\rm m} = 8.5 \text{ s}$
$H_s = 5 \text{ m}$	$T_{\rm m}$ 10,5 s

4.3.3 Seegangsbelastung auf den Vorspülkörper in den Zeiträumen zwischen den einzelnen Vermessungen

Hinsichtlich der Seegangsbelastung auf die Sandvorspülung während der einzelnen Zeiträume (A bis D) zwischen den Peilungen sind in Tafel 8 Sturmflutereignisse, die den Scheitelwasserstand von 700 cm PN – 5 m NN (etwa 1,1 m über MThw) überschritten, zusammen mit den maximalen Wellenkennwerten und zugehörigen Windparametern zusammengestellt.

Wie schon aus Tafel 5 ersichtlich, haben 13 Tiden zu der Verweilzeit von 54 Stunden oberhalb 700 cm PN – 5 m NN beigetragen, die maximalen Wellenhöhen erreichten bei

Tafel 8. Zusammenstellung von Wellenkennwerten und zugehörigen maximalen Windgeschwindigkeiten (einschl. Richtung) bei den erhöhten Tidewasserständen im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986

Datum Scheitelwasser-	Scheitelwasser-	Wel	lenkennwer	te	Wind-		
	stand	H_{max}	H_s	T	-rich	ntung	-geschwindigkeit
	cm PN - 5 m NN	m	m	S	Grad	-	m/s
19. 10. 83	715	6,3	3,4	7,6	280	W	20,3
31. 10. 83	714	5,4	3,3	7,2	300	WNW	19,2
01. 01. 84	730	5,9	3,8	8,6	270	W	20,0
03. 01. 84	764	8,1	4,4	8,1	250	WSW	22,2
04. 01. 84	790	8,0	5,0	8,7	250	WSW	21,1
08. 01. 84	717	5,5	3,5	6,5	260	W	18,9
13. 01. 84	704	5,8	3,9	7,2	200	SSW	24,4
13. 01. 84	722	8,1	4,5	9,8	270	W	23,3
14. 01. 84	726	7,4	4,3	8,1	260	W	20,6
14. 01. 84	732	7,0	3,9	7,3	250	WSW	19,7
17. 01. 84	730	8,7	5,0	9,9	250	WSW	23,3
18. 01. 84	704	4,3	3,4	6,7	270	W	19,7
07. 02. 84	720	5,9	3,9	8,5	270	W	19,4
23. 11. 84	711	3,7	2,5	5,4	-	-	-
24. 11. 84	745	4,4	3,3*)	7,1	-	-	-
06. 11. 85	813	_	5,1**)	-	270	W	26,5
06. 11. 85	750	-	4,3**)	-	270	W	22,0
06. 12. 85	724	_	5,6**)	_	300	WNW	30,0

^{*)} Messungen über den Verlauf der Sturmtiden unvollständig, daher nicht Maximalwerte (Windmeßanlage ausgefallen)

^{**)} übernommen aus Wind-Wellen-Korrelation

diesen Ereignissen durchweg Werte von $H_{max} > 5$ m bzw. $H_S > 3,5$ m im Küstenvorfeld. Mit Ausnahme von drei Ereignissen trat das Maximum der einzelnen Sturmwetterlagen aus dem verhältnismäßig engen Windsektor von 250° bis 270° (WSW bis W) auf.

Die relativ sehr hohe Seegangsbelastung, gerade im ersten Jahr nach der Vorspülung (Winter 1983/84) veranschaulicht die Zusammenfassung von Wellenhöhen $H_S > 3,0$ m (extreme Belastungen) sowie $H_S > 1,5$ m (normale Belastungen) in Tafel 9. Es handelt sich hier um die Aufsummierung der stündlichen Wellenkennwerte, die auf der Grundlage der Korrelation aus den Winddaten berechnet wurden. Die Anzahl von 20 995 Stundenwerten (etwa 29 Monate) entspricht dem Zeitraum von 10/83 bis 6/86 mit Ausnahme der Monate September bis November 1984 (Ausfall der Windmeßanlage).

Tafel 9. Aufsummierung und Häufigkeitsverteilung der stündlichen Wellenhöhen H_s auf der Grundlage von Korrelationsberechnungen im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986

Zeitraum		Häuf	igkeiten von	Wellenh	öhen H,	
	< 1,	> 1,	5 m	> 3	m	
	Stunden	%	Stunden	%	Stunden	%
Gesamtzeitraum 10/83 – 6/86	17 285	100	3850	100	575	100
Zeitraum A 10/83 – 3/84	2 500	14,5	1160	30,1	280	48,7
B 3/84 - 6/85*)	8 010	46,3	1170	30,1	80	13,9
C 6/85 - 10/85	2 350	13,6	680	17,7	95	16,5
D 10/85 - 6/86	4 430	25,6	850	22,1	115	19,9

^{*)} Die Monate Sept. bis Nov. 84 sind ausgenommen, da für diese Zeit keine Windregistrierungen vorliegen

Im Hinblick auf die Beurteilung der Verlagerung von Sandmassen aus der Versuchssandvorspülung im Küstenlängstransport ist es hilfreich, die resultierende Wellenanlaufrichtung aus dem Kollektiv aller Wellendaten eines Untersuchungszeitraumes (von Peilung zu Peilung) zu kennen. Da es z. Z. noch keine Kenntnisse darüber gibt, in welchem Maße bei erhöhtem Seegang die Wellenanlaufrichtung von der gleichzeitig vorherrschenden Windrichtung abweicht, wird hier angenommen, daß die Wellenlaufrichtung im Tiefwasser der Windrichtung entspricht. Auf der Grundlage der in Tafel 9 aufgelisteten Häufigkeiten von Wellenhöhen $H_{\rm S} > 1,5$ m und $H_{\rm S} > 3,0$ m in den einzelnen Zeiträumen A bis D zeigt Abb. 29 und 30 jeweils auf der linken Seite die Häufigkeitsverteilung der Wellenhöhen auf die 16teilige Windrose. Um auch für qualitativ vergleichende Betrachtungen eine Aussage über die Verteilung der Wellenenergie auf die Windrose zu ermöglichen, wurde diese zusätzlich jeweils auf der rechten Seite der Abb. 29 und 30 aufgetragen. Dazu wurde die vereinfachte Beziehung

$$E \sim 1{,}26 \, \cdot \, H_S{}^2/T_m \left[kWh/m^2 \cdot h\right]$$

mit H_S = signifikante Wellenhöhe

T_m = mittlere Wellenperiode zugeordnet zu H_s entsprechend Tafel 7

h = zeitlicher Anteil (Stunden) des Vorherrschens einzelner Wellenhöhen im betrachteten Zeitraum

herangezogen (vgl. Niemeyer, 1983 u. Führböter et al., 1986).

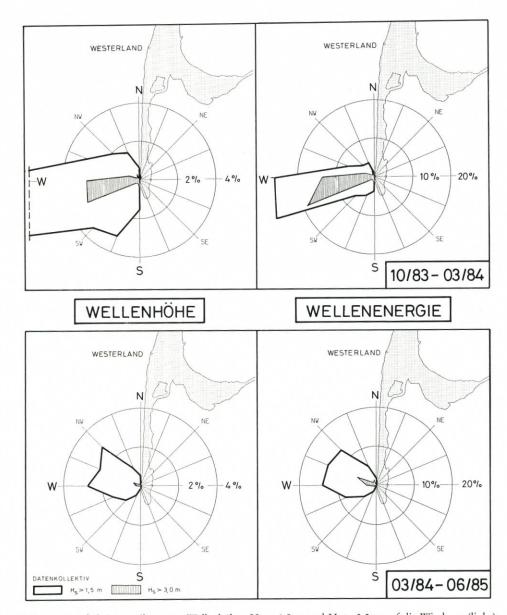


Abb. 29: Häufigkeitsverteilung von Wellenhöhen $H_s > 1,5$ m und $H_s > 3,0$ m auf die Windrose (links) sowie der Wellenenergien für die Kollektive $H_s > 1,5$ m und $H_s > 3,0$ m (rechts) für die Zeiträume 10/83 bis 3/84 (oben) und 3/84 bis 6/85 (unten)

Bei der Betrachtung der Auftragungen fällt auch hier der hohe Anteil von Wellenhöhen $H_s \geq 1,5$ m und $H_s \geq 3,0$ m (schraffierte Flächen) im ersten Zeitraum (Winter 1983/84) auf. Die nachfolgenden Zeiträume B bis D können als verhältnismäßig seegangsarm in bezug auf die Häufigkeit von $H_s \geq 3,0$ m eingestuft werden. Zu den Darstellungen der Häufigkeiten für die Zeiträume A bis D ist zu bemerken, daß sich die Häufigkeiten in den einzelnen Sektoren jeweils prozentual auf die Dauer des Untersuchungszeitraumes (A = 5 Monate = 100 %, B =

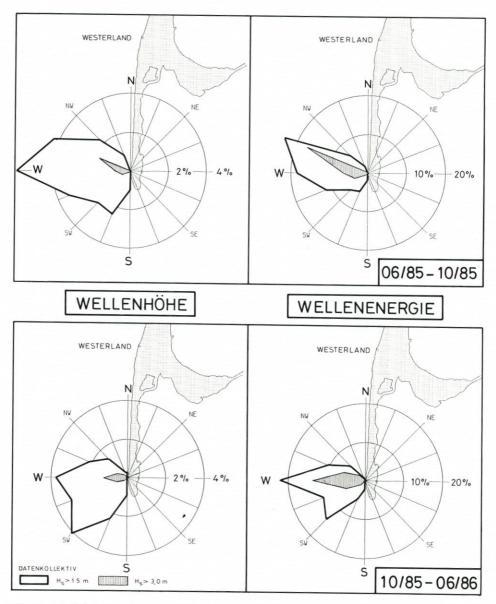


Abb. 30: Häufigkeitsverteilung von Wellenhöhen $H_s > 1,5$ m und $H_s > 3,0$ m auf die Windrose (links) sowie der Wellenenergien für die Kollektive $H_s > 1,5$ m und $H_s > 3,0$ m (rechts) für die Zeiträume 6/85 bis 10/85 (oben) und 10/85 bis 6/86 (unten)

16 Monate, C=4 Monate und D=7 Monate) beziehen, so daß z. B. die "schraffierten Flächen" (für $H_s \geq 3,0$ m) nicht unmittelbar untereinander größenordnungsmäßig verglichen werden können. Wichtig ist bei dieser Darstellung nur, daß aus der Verteilung der unterschiedlichen Häufigkeiten die jeweils resultierende Angriffsrichtung der einzelnen Häufigkeitsverteilungen ersichtlich wird. So fällt z. B. auf, daß die Resultierende sowohl der Wellenhöhe als auch der Wellenenergie im ersten Untersuchungszeitraum (A) zwischen WSW

und W, etwa bei 255° liegt, woraus auf eine resultierende Küstenlängsströmung in nördliche Richtung geschlossen werden kann. Im zweiten Untersuchungszeitraum (B) liegt die Resultierende bei WNW, etwa bei 290°, was eine nach Süden hin herrschende Küstenlängsströmung andeutet (Abb. 29 unten). Im Sommer 1985 (= Zeitraum C, Abb. 30 oben) herrschten für die Jahreszeit eigentlich ungewöhnlich häufig höhere Wellen mit $H_s \geq 3,0$ m vor, mit einem Anteil von nahezu 17 % im Gesamtkollektiv aller Wellenkennwerte für den Gesamtzeitraum 1983 bis 1986 (vgl. Tafel 9). Die Resultierende ist nahezu identisch mit der im zweiten Zeitraum (B). Der vierte Zeitraum (D) mit einem Anteil von etwa 20 % im Kollektiv aller Wellen $H_s \geq 3,0$ m weist als Resultierende sowohl bei Wellenhöhen und Wellenenergie die "neutrale" (d. h. nahezu küstennormale) Richtung W (etwa 270°) auf. Aufgrund dieser Untersuchungen kann also davon ausgegangen werden, daß während des Gesamtuntersuchungszeitraumes zeitweilig (in den einzelnen Untersuchungszeiträumen) sowohl nach Norden als auch nach Süden hin gerichtete resultierende Küstenlängstransportrichtungen vorgeherrscht haben.

5. Verhalten der Versuchssandvorspülung im Zentralbereich

Wie schon in Abschnitt 3.6 erwähnt, wurden die Massenbilanzen (Volumenänderungen) auf der Grundlage von Querprofilauswertungen durchgeführt. Die Analyse der im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986 vorherrschenden Umweltparameter (Tidewasserstände, Wind und Wellen) wurde in Abschnitt 4 den nachfolgenden Betrachtungen über die Änderungen und Verlagerungen von Sandvolumina im Zentralbereich der Versuchssandvorspülung (Profil 17 bis 39, s. Abb. 13) vorangestellt.

Zeitraum	Sandvolumina in m ³ bezogen auf 8/82						
	Gesamt- Hoher bereich Strand		Nasser Strand NN + 1 m	Vorst nah	rand entfernt		
	NN + 4 m $NN + 4 m$	NN - 1 m		NN - 4 m			
	-	-	-	-	-		
	NN - 7 m	NN + 1 m	NN – 1 m	NN - 4 m	NN - 7 m		
8/82 - 9/83	503 800	159 000	151 800	119 300	73 700		
8/82 - 3/84	423 800	74 400	135 900	95 800	117 300		
8/82 - 6/85	351 600	51 900	135 700	54 400	108 900		
8/82 - 10/85	217 700	55 300	139 600	4 300	18 400		
8/82 - 6/86	-84 400	96 500	113 000	-93 200	-200 800		

Tafel 10. Volumenänderungen im Zentralbereich der Sandvorspülung (Abb. 13)

In Tafel 10 sind aufgrund der wiederholten Vermessungen die momentanen Sandvolumina im Zentralbereich für den Gesamtbereich und für ausgewählte charakteristische Strandund Vorstrandbereiche aufgelistet. Bei der Betrachtung der Volumenänderungen im Gesamtbereich fällt sofort auf, daß am Ende des dreijährigen Untersuchungszeitraumes die Vorspülung von 504 000 m³ nicht nur vollständig aus dem Zentralbereich ausgetragen wurde, sondern zusätzlich noch einmal rd. 85 000 m³ aus dem natürlichen Sandhaushalt verlagert wurden. Die differenzierte Betrachtung der Volumenänderungen in ausgewählten charakteristischen Strand- und Vorstrandbereichen zeigt, daß im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986 die Sandvolumina im nassen und hohen Strandbereich, d. h. oberhalb der MTnw-Linie, nur

relativ geringfügig abgenommen haben. Die hohen Verluste im Zentralbereich konzentrieren sich danach ausschließlich auf den nahen und entfernten Vorstrandbereich, wobei die Ausräumungen im entfernteren Vorstrandbereich (zwischen NN - 4,0 m und NN - 7,0 m) mehr als doppelt so hoch sind wie im nahen Vorstrandbereich (Abb. 31 unten). Für den trockenen Strandbereich (oberhalb NN + 1.0 m) ergibt sich nach einem Abtrag von etwa 100 000 m³ auf 50 000 m³ zwischen 9/83 und 6/85 eine Wiederauflandung um nahezu den doppelten Betrag auf etwa 100 000 m³ (6/86). In der Wasserwechselzone sind die Volumina von ursprünglich 150 000 m³ um 40 000 m³ auf 110 000 m³ zurückgegangen (Abb. 31 oben). Die Wiederauflandung im trockenen Strandbereich kann auf eine anhaltende Ostwindlage zu Beginn des Jahres 1986 zurückgeführt werden. Die genannten Mengen bis zu 100 000 m3 sind nicht überzubewerten, da es sich hier größtenteils um jahreszeitlich bedingte Schwankungen der Strandmorphologie im nahen Strandbereich (oberhalb der MTnw-Linie) handelt. Es sei hier jedoch angemerkt, daß mit diesen nachgewiesenen Volumenänderungen die zuvor von FÜHRBÖTER (1983) abgeschätzten Volumenänderungen, die jahreszeitlich bedingt sind, größenordnungsmäßig erstaunlich gut bestätigt wurden. Der planerische Ansatz für die Mindestmenge einer Versuchssandvorspülung auf 1 km Länge von 500 000 m³ (etwa 500 m³/ lfdm) wurde damit bestätigt.

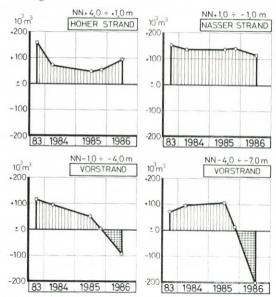


Abb. 31: Änderung der Sandvolumina nach der Sandvorspülung in charakteristischen Strand- und Vorstrandbereichen des Zentralbereiches (Profil 17 bis 39 auf Abb. 13) im Untersuchungszeitraum 9/83 bis 6/86

Um die Wirksamkeit der Versuchssandvorspülung zu beurteilen, werden die nach drei Jahren (~ Halbwertzeit) im Untersuchungsgebiet verbliebenen Sandmengen als wichtiger Indikator angesehen. Eine Bewertung allein aufgrund der Sandvolumina über alle Höhen- und Tiefenbereiche (NN + 4,0 m bis NN – 8,0 m) ergäbe eine sehr ungünstige Bilanz, da zwischen 9/83 und 6/86 ein Austrag aus dem Zentralbereich der Vorspülung von etwa 585 000 m³ (von + 500 000 m³ [Vorspülmenge] auf –85 000 m³ [6/86]) erfolgte (vgl. Tafel 10). Auf dieser Grundlage müßte die Versuchssandvorspülung als ein Mißerfolg eingestuft werden.

Die differenzierte Betrachtung der Sandvolumina in charakteristischen Strand- und

Bereich	m ³	9/83 m³/lfm	%	m ³	$6/86$ m^3/lfm	%
Hoher Strand (NN + 4 m bis NN + 1 m)	160 000	145	100	97 000	88	60
Nasser Strand (NN + 1 m bis NN - 1 m)	152 000	140	100	113 000	102	74
Gesamtbereich (NN + 4 m bis NN - 1 m)	312 000	285	100	210 000	190	67

Tafel 11. Massenbilanz für einzelne Strandabschnitte oberhalb MTnw (NN – 1 m) im Vergleich zwischen 9/83 und 6/86

Vorstrandbereichen ergibt ein völlig anderes Ergebnis im Hinblick auf die Wirksamkeit, d. h. den Schutz der Randdüne vor weiteren Abbrüchen durch eine möglichst lange Verweilzeit der Vorspülmengen im oberen Strandbereich.

Im einzelnen konnten mit den Werten aus Tafel 10 folgende Restsandmengen und deren prozentuale Anteile im Zentralbereich (Profil 17 bis 39) der Vorspülung mit einer Ausdehnung von 1100 m und einem Bezug der Massen auf 8/82 ("Nullzustand") nachgewiesen werden (Tafel 11).

Aus Tafel 10 und 11 geht hervor, daß sich die vorgenannte negative Bilanz hauptsächlich nur auf den nahen und entfernteren Vorstrandbereich (NN – 1,0 m bis NN – 8,0 m) bezieht, hier haben sich die Sandmengen von rd. 190 000 m³ (9/83) um etwa 500 000 m³ auf ein Defizit von 300 000 m³ (6/86) verringert.

Zusammenfassend kann aufgrund der differenzierten Auswertung festgestellt werden, daß sich die Versuchssandvorspülung in bezug auf die eigentliche Aufgabe des Randdünenschutzes bewährt hat, da sich die Vorspülmengen oberhalb MTnw von 310 000 m³ (9/83) "nur" um ein Drittel auf 210 000 m³ (6/86), entsprechend von 285 m³/lfdm auf 190 m³/lfdm verringert haben und somit die Halbwertzeit von mindestens 50 % der Vorspülmenge in dem vorgenannten Bereich noch nicht eingetreten ist.

6. Vergleich der Hörnumer Sandvorspülung mit der zweiten Sandvorspülung vor Westerland im Jahre 1978

Die Umformung der Versuchssandvorspülung im dreijährigen Untersuchungszeitraum in Abhängigkeit vom Seegang und den erhöhten Tidewasserständen steht als Einzelmaßnahme bis zu den hier genannten Betrachtungen im Raum. Vergleichsbetrachtungen zu ähnlichen Maßnahmen wären wünschenswert, um die Beurteilung noch besser abrunden zu können.

Hierzu bieten sich Vergleiche zur zweiten Westerländer Sandvorspülung im Jahre 1978 an, da jene Maßnahme in der Art der Ausführung der Hörnumer Vorspülung vergleichbar ist.

Abb. 32 (links) zeigt übereinander aufgetragen, getrennt für Strand- und nahen Vorstrandbereich (oberhalb NN – 4,0 m) sowie für den Gesamtbereich (oberhalb NN – 7,0 m) die Abnahme der Sandmengen nach der zweiten Westerländer Sandvorspülung im Zeitraum von 6/78 bis 4/82. Auf Abb. 32 (rechts) sind entsprechend dazu die Abnahmen vor Hörnum im Zeitraum 9/83 bis 6/86 aufgetragen. Es geht hieraus für den oberen Strand- und Vorstrandbereich (Abb. 32 oben) ein etwa ähnliches Abbruchverhalten beider Sandvorspülungen in den ersten zwei Jahren nach der jeweiligen Maßnahme hervor. Danach verläuft der weitere

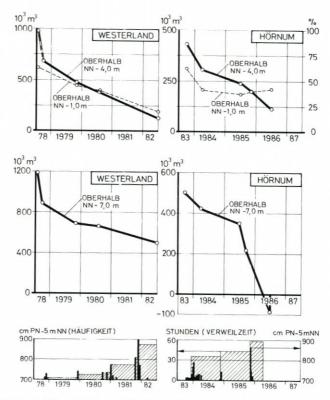


Abb. 32: Vergleich der 2. Westerländer (1978) mit der Hörnumer Sandvorspülung (1983) in bezug auf die Abnahme der Sandmassen oberhalb NN – 4 m (oben) bzw. oberhalb NN – 7 m (Mitte) und die dazugehörigen Sturmfluthäufigkeiten sowie Verweilzeiten

Abbruch vor Westerland etwa zeitlich linear, während bei Hörnum mit dem Abknicken der "Kurve" zu diesem Zeitpunkt ein verstärkter Abbruch aufgezeigt wird. Die Betrachtung des Bereiches oberhalb NN – 1 m (~ MTnw) ergibt ein umgekehrtes Verhalten und zeigt die für Hörnum positivere Wirkung dieser Sandvorspülung gegenüber der vor Westerland auf. Die Auftragung des Abbruches über den Gesamtbereich (oberhalb NN – 7,0 m) veranschaulicht jedoch das plötzliche Einsetzen eines verstärkten Abbruches vor Hörnum im Sommer (6/85), zu einer Jahreszeit, wo die Seegangsintensität allgemein wesentlich geringer als im Winterhalbjahr ist.

Diese vorangestellte Betrachtung sollte an dieser Stelle nicht überbewertet werden, wesentlich ist in diesem Zusammenhang nur die Gegenüberstellung der Häufigkeiten von erhöhten Tidewasserständen (hier oberhalb 700 cm PN – 5 m NN) und die Aufsummierung der Verweilzeiten über die Zeiträume nach der zweiten Westerländer Sandvorspülung und der Hörnumer Sandvorspülung. Obwohl in der Periode 9/78 bis 4/82 die Extremsturmflut vom 24. 11. 1981 aufgetreten ist, kann dieser Zeitraum insgesamt als relativ "sturmflutinaktiv" angesehen werden (Abb. 24). Dies veranschaulicht auch die Aufsummierung der Verweilzeiten, die erst im dritten Jahr nach 1978 sprunghaft anstiegen (Abb. 32). Der Zeitraum nach der Hörnumer Sandvorspülung war dagegen schon im ersten Winterhalbjahr (1983/84) durch eine Häufung von Sturmfluten, insbesondere im Januar 1984, gekennzeichnet, was ebenfalls durch die aufsummierten Verweilzeiten belegt wird.

Aufgrund dieses Vergleiches kann ausgesagt werden, daß die Hörnumer Sandvorspülung in der ersten Hälfte des Untersuchungszeitraumes stärker durch Sturmfluten belastet wurde als die zweite Westerländer Sandvorspülung. Es kann damit also ausgeschlossen werden, daß sich die Hörnumer Sandvorspülung möglicherweise nur infolge einer verminderten Häufigkeit durch Sturmfluten und Seegang bewährt hat.

7. Auswirkungen der Versuchssandvorspülung auf die angrenzenden Bereiche

7.1 Vorbemerkung

Neben den Untersuchungen zur Wirksamkeit der Sandvorspülung im Zentralbereich (Profil 17 bis 39) waren auch Kenntnisse über die Auswirkungen der Sandvorspülung auf die angrenzenden (südlichen und nördlichen) Bereiche (vgl. Abb. 13) von Interesse. Zu diesem Zweck wurden auch für diese Gebiete Massenermittlungen angestellt, und zwar für folgende Abschnitte:

nördlicher Bereich:

Profil 40 bis 45

südlicher Bereich:

Profil 11 bis 16

(bis zum Querwerk)

7.2 Nördlicher Anschlußbereich

Entsprechend den Auftragungen für den Zentralbereich wurden für den nördlichen Bereich die Veränderungen der Sandvolumina für den Gesamtbereich sowie für charakteristische Strand- und Vorstrandbereiche (Tafel 12) ausgewertet.

Tafel 12. Volumenänderungen im nördlichen Anschlußbereich (Profil 40 bis 45, Abb. 13) nach der Sandvorspülung

Zeitraum	Sandvolumina in m ³ bezogen auf 8/82						
	Gesamt-	Hoher	Nasser	Vorst	rand		
	bereich	Strand	Strand	nah	entfernt		
NN	NN + 4 m	NN + 4 m NN + 4 m	NN + 1 m	NN - 1 m	NN - 4 m		
	_	-	-		-		
	NN - 7 m	NN + 1 m	NN - 1 m	NN - 4 m	NN – 7 m		
8/82 - 9/83	215 000	28 600	35 500	60 700	90 200		
8/82 - 3/84	126 900	17 800	41 700	19 700	47 700		
8/82 - 6/85	85 500	15 600	31 000	5 600	33 400		
8/82 - 10/85	8 700	15 500	30 800	-10200	-27 400		
8/82 - 6/86	-16 900	14 900	28 000	-16 700	-43 100		

Wie Abb. 33 für die Strand- und Vorstrandbereiche zeigt, sind auch im angrenzenden nördlichen Gebiet die negativen Bilanzen auf den nahen und entfernteren Vorstrandbereich begrenzt.

Von rd. 150 000 m 3 (= 500 m 3 /lfdm in 9/83) sind im Untersuchungszeitraum bis 6/86 rd. 210 000 m 3 (= 700 m 3 /lfdm) aus dem nördlichen Bereich verlagert worden, so daß sich auch hier ein Defizit von rd. 60 000 m 3 (= 200 m 3 /lfdm) ergibt.

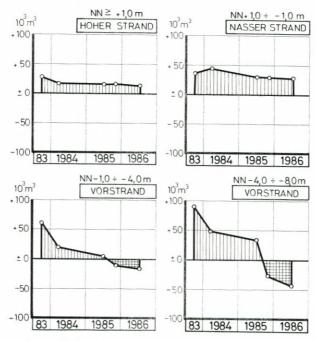


Abb. 33: Änderung der Sandvolumina nach der Sandvorspülung in charakteristischen Strand- und Vorstrandbereichen des nördlichen Anschlußgebietes (Profil 40 bis 45 auf Abb. 13) im Untersuchungszeitraum 9/83 bis 6/86

Oberhalb MTnw (NN-1,0 m) ist die Bilanz ebenso positiv wie im Zentralbereich. Im einzelnen wurden, wie Tafel 13 zeigt, folgende Volumenänderungen für das nördliche Anschlußgebiet auf einer Strandlänge von 300 m für die Zustände 9/83 (nach der Sandvorspülung) und 6/86 ermittelt.

Die Abnahme der Mengen im Gesamtbereich oberhalb NN – 1,0 m um ein Drittel ist von der gleichen Größenordnung wie die, die für den Zentralbereich festgestellt wurde.

Tafel 13. Massenbilanz für einzelne Strandabschnitte oberhalb MTnw (NN – 1 m) im Vergleich zwischen 9/83 und 6/86

Bereich	9/83			6/86		
	m ³	m ³ /lfm	%	m ³	m^3/lfm	%
Hoher Strand (NN + 4 m bis NN + 1 m)	28 600	95	100	15 000	50	52
Nasser Strand (NN + 1 m bis NN - 1 m)	35 500	118	100	28 000	93	79
Gesamtbereich (NN + 4 m bis NN - 1 m)	64 100	213	100	43 000	143	68

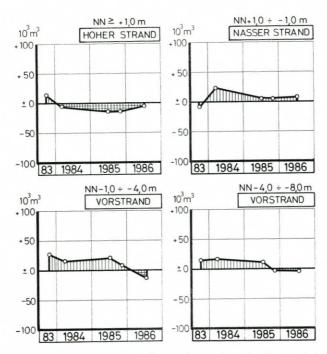


Abb. 34: Änderung der Sandvolumina nach der Sandvorspülung in charakteristischen Strand- und Vorstrandbereichen des südlichen Anschlußbereiches (Profil 11 bis 16 auf Abb. 13) im Untersuchungszeitraum 9/83 bis 6/86

7.3 Südlicher Anschlußbereich

Entsprechend den Auswertungen für den Zentralbereich und den nördlichen Anschlußbereich wurden diese auch für den südlichen Anschlußbereich bis zum Querwerk mit einer Strandlänge von 300 m vorgenommen (Tafel 14 und Abb. 34).

Für den nahen und entfernten Vorstrandbereich ergibt sich ebenfalls eine negative Bilanz. Von rd. 44 000 m³ (rd. 145 m³/lfdm in 9/83) sind im Untersuchungszeitraum bis 6/86 rd. 60 000 m³ (rd. 200 m³/lfdm) aus dem südlichen Bereich verlagert worden, so daß sich ein Defizit von rd. 17 000 m³ (rd. 60 m³/lfdm) ergibt.

Oberhalb MTnw (NN-1,0 m) ist, wenn überhaupt, nur eine schwache positive Bilanz zu erkennen. Dieser Bereich hat zum Zeitpunkt 9/83 noch nicht von der Sandvorspülung "profitiert", da hier aus dem Vergleich 9/83 zu 8/82 ein Defizit von 23 000 m³ ermittelt wurde.

7.4 Zusammenfassung

Für das nördlich an den Zentralbereich anschließende Untersuchungsgebiet (Profil 40 bis 45) kann zusammenfassend festgestellt werden, daß der Strandbereich oberhalb MTnw (NN – 1,0 m) von der Sandvorspülung "profitiert" hat. Die Abnahme der Sandvolumina von rd. 210 m³/lfdm auf rd. 140 m³/lfdm (= ein Drittel) ist in der gleichen Größenordnung, wie sie für den Zentralbereich (Abnahme von rd. 300 m³/lfdm auf rd. 200 m³/lfdm) ermittelt wurde.

Tafel 14. Volumenänderungen im südlichen Anschlußbereich (Profil 11 bis 16, Abb. 13) nach der Sandvorspülung

Zeitraum Gesamt- bereich NN + 4 m - NN - 7 m		Hoher	d Strand m NN + 1 m	Vorstrand		
	bereich	Strand		nah	entfernt NN – 4 m –	
	NN + 4 m	NN + 4 m		NN - 1 m		
	_	NN + 1 m		NN - 4 m		
	NN – 7 m				NN - 7 m	
8/82 - 9/83	20 600	-15 500	<i>−7 7</i> 00	29 100	14 600	
8/82 - 3/84	52 400	-5 300	23 600	16 800	17 200	
8/82 - 6/85	20 400	-14300	6 100	20 600	7 900	
8/82 - 10/85	3 200	-14 600	4 100	9 000	-2 800	
8/82 - 6/86	400	-5 000	8 600	-13 600	-3 200	

Die negative Bilanz im nahen und entfernteren Vorstrandbereich (unterhalb NN – 1,0 m) deckt sich mit der, die auch für den Zentralbereich aufgezeigt wurde.

Im südlichen angrenzenden Bereich bis zum Tetrapodenquerwerk (Profil 11 bis 16) konnten für den hohen Strandbereich (oberhalb NN + 1,0 m) keine Sandmengen aus der Sandvorspülung festgestellt werden. Die Umlagerungen in der Wasserwechselzone (NN + 1,0 m bis NN – 1,0 m) liegen in der Größenordnung von jahreszeitlich bedingten Schwankungen.

Die negativen Änderungen im nahen und entfernteren Vorstrandbereich sind in der gleichen Größenordnung wie die, die für den Zentralbereich und den nördlichen Bereich ermittelt wurden. Daraus ergibt sich, daß von den großen Sandverlusten im Untersuchungszeitraum 9/83 bis 6/86 das gesamte Untersuchungsgebiet zwischen Profil 11 und 45 betroffen ist. Auf die möglichen Ursachen dieser Entwicklung wird im folgenden Abschnitt eingegangen.

Morphologische Veränderungen im gesamten Untersuchungsgebiet

8.1 Vorbemerkung

Das gesamte Untersuchungsgebiet vor Hörnum erstreckt sich über eine Länge von rd. 1,7 km vom Tetrapodenquerwerk im Süden (Profil 11 auf Abb. 13) bis zum Campingplatz im Norden (Profil 45). Im Hinblick auf die Schutzfunktion der Versuchssandvorspülung für die Randdüne kann diese als eine gelungene Maßnahme angesehen werden. Dies bezieht sich insbesondere auf die Sandabnahmen oberhalb MTnw (NN – 1,0 m), die in diesem Bereich nach dreijährigem Untersuchungszeitraum nur um ein Drittel abgenommen haben. Die Halbwertzeit ist daher also größer als bei der Planung angenommen wurde. Der Vergleich der Höhen- bzw. Tiefenlinien im Lageplan (Abb. 35), hier am Beispiel von NN + 3 m und NN \pm 0 m, zwischen 8/82 und 8/86 belegt diese am Ende der Untersuchungen noch vorhandene Schutzfunktion vor der Randdüne. Auch die Wasserwechselzone (NN + 1 m bis NN – 1 m) hat sich ebenfalls gegenüber der größten seewärtigen Ausdehnung nach der Sandvorspülung (9/83) bis 6/86 nicht nennenswert landwärts zurückverlagert (Abb. 36).

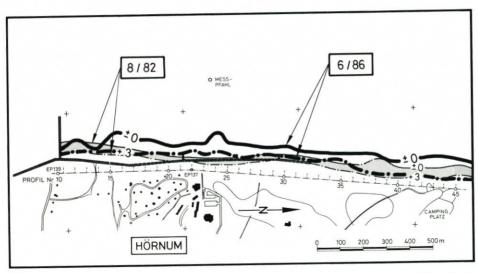


Abb. 35: Gegenüberstellung des Tiefenlinienverlaufes (NN +3 m und NN ±0 m) zum Zeitpunkt der Peilungen 8/82 (Nullzustand) und 6/86 (Ende des Untersuchungszeitraumes)

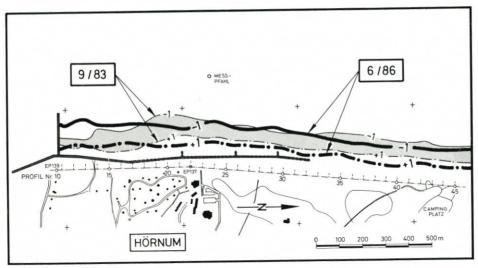


Abb. 36: Gegenüberstellung des Tiefenlinienverlaufes (NN +1 m und NN -1 m) zum Zeitpunkt der Peilungen 9/83 (nach der Sandvorspülung) und 6/86 (Ende des Untersuchungszeitraumes)

8.2 Veränderungen im Vorstrandbereich

Im Gegensatz zu den positiven Strandverhältnissen (Abb. 35 und 36) wird aus Abb. 37 ersichtlich, welche erheblichen Umlagerungen, hier aufgezeigt am Beispiel des Verlaufes der NN \pm 0-m- und der NN – 4,0-m-Tiefenlinie, sich im nahen und entfernteren Vorstrandbereich (NN – 1 m bis NN – 7 m) zwischen 9/83 und 6/86 eingestellt haben. Zwischen Profil 40 und 45 hat sich eine Rinne mit dahinterliegendem Riff ausgebildet, so daß z. B. die

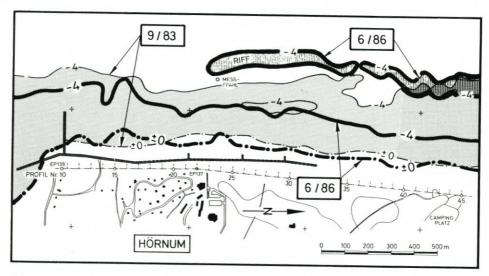


Abb. 37: Veränderungen im Vorstrandbereich zwischen 9/83 und 6/86 am Beispiel der Verläufe der NN ± 0 m- und der NN -4,0-m-Tiefenlinie

NN-4-m-Linie um rd. 130 m bis 220 m näher zum Strande hin verlagert wurde, während die $NN\pm0$ -m-Linie nur unwesentlich landwärts verschoben wurde. In der Folge ist der Unterwasserstrand steiler geworden und wies eine Neigung zwischen 1:30 und 1:40 (6/86) im Vergleich zu der Ausgangsneigung zwischen 1:60 und 1:80 (9/83) auf. Als Folge gelangen nun höhere Wellen in die strandnahe Zone, und die Brandungszone wird außerdem noch auf einen engeren Bereich konzentriert, so daß im nachfolgenden Zeitraum (nach 6/86) eine Verstärkung des Wellenangriffes auf den Strandbereich nicht auszuschließen ist und die Abbruchraten entsprechend zunehmen werden.

Die vorgenannten Vorgänge im Unterwasserstrandbereich sowohl hinsichtlich der Ausbildung steilerer Unterwasserstrandneigungen als auch der damit zusammenhängenden Auswirkung, daß höhere Wellen als vergleichsweise zum Zeitpunkt 9/83 an den Strand gelangen, veranschaulicht der Vergleich zwischen 9/83 und 6/86 am Beispiel des Profiles Nr. 41 auf Abb. 38.

Hier stellt sich nun die Frage, ob und in welchem Ausmaße möglicherweise durch die Art der gewählten Versuchssandvorspülung die großräumigen Umlagerungen im nahen und entfernteren Vorstrandbereich ausgelöst bzw. beeinflußt wurden. Für eine Beurteilung bietet sich der Vergleich der einzelnen Tiefenpläne an.

Die Gegenüberstellung der Peilpläne von 8/82 und 9/83 (Abb. 39, oben und Mitte) läßt erkennen, daß der Verlauf der Tiefenlinien unterhalb NN – 3 m etwa drei Monate nach der Sandvorspülung nur unwesentlich seewärts verschoben ist, so daß sich hier die Sandvorspülung, wie beabsichtigt, nicht nennenswert ausgewirkt hat. Bemerkenswert ist eine morphologische Formation zwischen Profil 30 und 45, hier am nördlichen Rand des Untersuchungsgebietes, in dem zwei schwach ausgebildete Rinnen (unterhalb NN – 4 m) zu erkennen sind. Zum Zeitpunkt der nächsten Peilung (3/84), vermutlich als Folge der Sturmfluten im Winter 1983/84, hat sich die vorgenannte Rinnenausbildung verstärkt, wobei es den Anschein hat, als ob sich diese Rinne mit Tiefen unter NN – 5 m, von Norden kommend, keilförmig in das Untersuchungsgebiet vorgeschoben hat. Gleichzeitig mit diesem Vorgang ist seewärts dieser

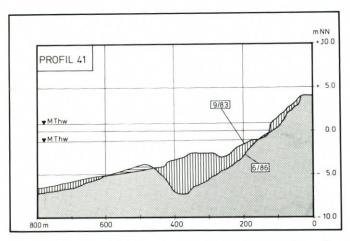


Abb. 38: Beispielhafte Gegenüberstellung eines Querprofiles (nach der Sandvorspülung: 1983 und am Ende des Untersuchungszeitraumes: 6/86), hier Profil Nr. 41 (vgl. Abb. 37)

Rinne ein Riff mit Aufhöhungen über dem Seegrund um mehr als 1,0 m auf eine Höhenlage um NN – 3 m entstanden (Abb. 39, unten).

Trotz einer relativ "sturmflutinaktiven" Zeit (Winter 1984/85) bis zur Peilung 6/85 hat sich die Rinne bei gleichzeitiger Vertiefung (unterhalb NN – 6,0 m) kontinuierlich weiter nach Süden ausgedehnt; die Riffhöhen sind dagegen seit 3/84 im Mittel auf Höhen unter NN – 3,0 m zurückgegangen (Abb. 40, oben). Nur vier Monate später (10/85), über die Sommermonate hinweg, hat sich die Rinnenausbildung mit noch größeren Tiefen (unterhalb NN – 6,5 m) und weiterer Ausdehnung nach Süden auf die Position des Meßpfahles zu fortgesetzt. "Nur" noch eine verhältnismäßig schmale "Zunge" des Riffes, das sich insgesamt weiter abgeflacht hat, verhindert noch einen "Durchbruch" der Rinne in Richtung See im Bereich des Meßpfahles (Abb. 40, Mitte). Dieser sogenannte "Durchbruch" hat sich dann nach dem Winter 1985/86 eingestellt (6/86). Auf einer Länge von rd. 750 m (auf Höhe von Profil Nr. 28 bis Profil Nr. 42) erstreckt sich eine ausgeprägte Rinne mit Tiefen unter NN – 6,5 m und teilweise sogar unter NN – 7,0 m (Abb. 40, unten). Nach Süden, über die Lage des Meßpfahles hinaus, setzte sich die Rinne fort. Das Riff hingegen scheint dagegen im Zustand der "Auflösung" zu sein.

Als Folge dieser morphologischen Vorgänge ist z. B. die NN – 4,0-m-Tiefenlinie, wie schon erwähnt, zwischen 130 m und 220 m näher an den Strand herangerückt. Dieser Vorgang sowie auch die Ausbildung des Riff-Rinnen-Systems geht anschaulich aus der Auswertung von Zeit-Weg-Diagrammen (Abb. 41), hier am Beispiel von ausgewählten Profilen (Nr. 11, 16, 21, 26, 31, 36 und 41), hervor.

Zusammenfassend kann zum Zeitpunkt der letzten Peilung (6/86) und auch aufgrund des relativ kleinen Untersuchungsgebietes (Profil Nr. 11 bis 45) keine Antwort auf die für die Ausbildung des Riff-Rinnen-Systems "verantwortlichen" bzw. "auslösenden" Erscheinungen im Vorstrandbereich gegeben werden. Es hat zum gegenwärtigen Zeitpunkt jedoch den Anschein, daß die vorgenannten Vorgänge von außerhalb in das Untersuchungsgebiet verlagert wurden und diese damit auf großräumige morphologische Vorgänge zurückgeführt werden können. Wieweit sich diese Beobachtungen noch weiter im Hinblick auf eine Gefährdung des Strandbereiches im Untersuchungsgebiet verstärken, kann zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht gesagt werden. Es ist daher erforderlich, durch wiederholte Peilungen

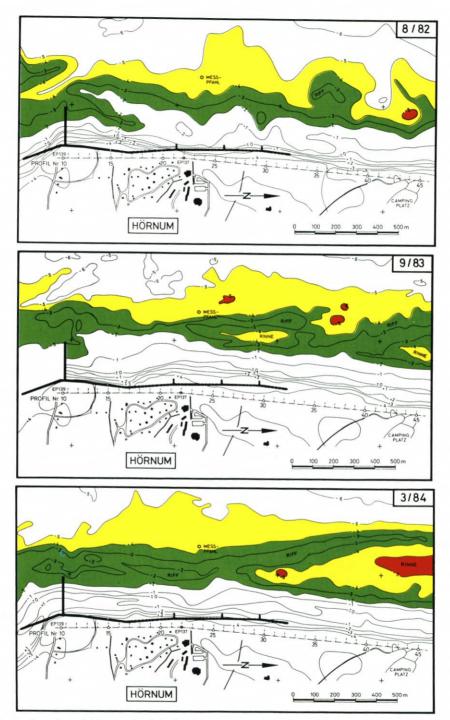


Abb. 39: Strand- und Vorstrandverhältnisse im Untersuchungsgebiet vor Hörnum nach Peilungen im August 1982 (Nullzustand, oben), September 1983 (nach der Sandvorspülung, Mitte) und März 1984 (nach dem 1. Winterhalbjahr, unten)

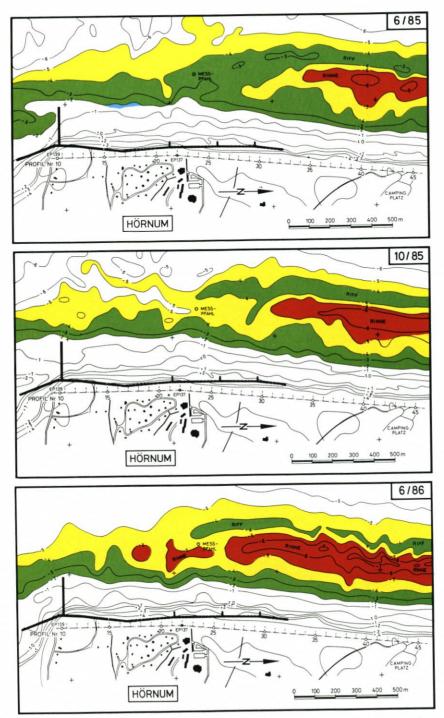


Abb. 40: Strand- und Vorstrandverhältnisse im Untersuchungsgebiet vor Hörnum nach den Peilungen im Juni 1985 (nach 2 Winterhalbjahren, oben), Oktober 1985 (4 Monate später, Mitte) und Juni 1986 (Ende der Untersuchungen, unten)

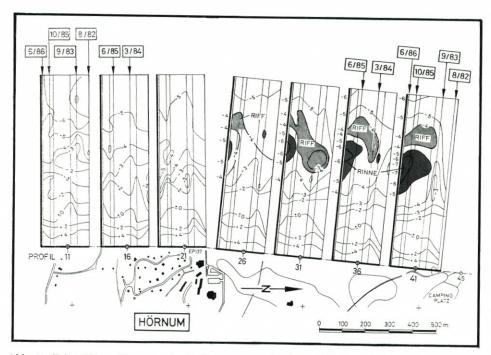


Abb. 41: Zeit – Weg – Diagramm der Verlagerung von einzelnen Tiefenlinien in ausgewählten Profilen von 8/82 bis 6/86

diese Frage laufend zu überprüfen. Andererseits kann es aufgrund der Volumenänderungen in den einzelnen Strand- und Vorstrandbereichen nach der Sandvorspülung wohl schon jetzt ausgeschlossen werden, daß die negative Sandbilanz im Unterwasserstrandbereich mit der Art der Versuchssandvorspülung in einem Zusammenhang steht, sondern daß großräumige Prozesse dafür verantwortlich sind.

9. Schlußbetrachtung

Im Jahre 1983 wurde nördlich des Tetrapodenquerwerkes vor Hörnum eine Versuchssandvorspülung auf einer Länge von rd. 1 km durchgeführt. Mit dieser Maßnahme erfolgte zugleich eine vorläufige Sicherung des am stärksten gefährdeten Dünenabschnittes vor Hörnum (Abb. 9 und 10). Für eine hinreichende Beurteilung der Versuchssandvorspülung wurde ein Zeitraum von mindestens drei Jahren für erforderlich erachtet. Zur Ausführung gelangte die auf Abb. 11 dargestellte Form des Aufspülkörpers; die Vorspülmenge belief sich auf rd. 500 000 m³.

Aufgabe von begleitenden Untersuchungen nach der Sandvorspülung war es, u. a. die Umformung des Vorspülkörpers und die Abbruchraten in Abhängigkeit von den äußeren Einflußparametern (u. a. Sturmfluten und Seegang) zu erfassen und festzustellen, welche Sandmengen nach drei Jahren – dies war die geschätzte sog. Halbwertzeit – noch im Zentralbereich der Sandvorspülung vorhanden sind. Hierzu wurden im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986 kontinuierliche Wind- und Wellenmessungen sowie wiederholte Strandvermessungen und Vorstrandpeilungen durchgeführt.

Die Auswertung der nach jeder Peilung im Untersuchungsgebiet verbliebenen Restsandmengen aus der Sandvorspülung ergab bei der Gesamtbetrachtung von Strand- und Vorstrandbereich (NN + 4 m bis NN – 8 m) eine negative Bilanz. Einer Vorspülmenge von 500 000 m³ im Jahre 1983 stand nach drei Jahren zwar eine Austragsmenge von rd. 585 000 m³ bis zum Juni 1986 gegenüber. Durch eine differenzierte Betrachtung der Sandvolumina in charakteristischen Strand- und Vorstrandbereichen konnte dann jedoch der Erfolg der Versuchssandvorspülung als Schutzmaßnahme für die Randdüne vor weiteren Abbrüchen aufgezeigt werden. Von 310 000 m³ Sand, die oberhalb MTnw (NN – 1 m) auf rd. 1,1 km Länge in Form einer Verwallung vorgespült wurden, waren im Juni 1986 noch 210 000 m³, entsprechend rd. 67 % der Vorspülmenge vorhanden. Die Halbwertzeit von drei Jahren, die für die Versuchssandvorspülung bei der Planung im Jahre 1983 als Maß für eine Wirksamkeit vorgegeben wurde, wurde somit bei einem "Ist" von 67 % noch nicht erreicht, sie beträgt somit mehr als drei Jahre.

Um festzustellen, ob der Untersuchungszeitraum (9/83 bis 6/86) hinsichtlich der Häufigkeit von Sturmfluten und Seegang als im langjährigen Mittel als normal bzw. als erhöht oder als vermindert einzustufen ist, wurde ein Vergleich mit dem Untersuchungszeitraum (9/78 bis 4/82) nach der zweiten Westerländer Sandvorspülung angestellt. Es wurde ermittelt, daß in der ersten Hälfte des Untersuchungszeitraumes für die Hörnumer Sandvorspülung die Sturmfluthäufigkeit auffallend größer war als im Zeitraum 9/78 bis 4/82. Dies ergab sich auch aus der Aufsummierung der Wasserstandverweilzeiten bei Sturmfluten. Aus diesem Grunde kann der Untersuchungszeitraum vor Hörnum im Vergleich zu anderen Zeiträumen durchaus als normal eingestuft werden, was die Häufigkeit von Sturmfluten anbelangt. Der Erfolg der Hörnumer Sandvorspülung braucht daher nicht relativiert zu werden.

Durch eine differenzierte Betrachtung der Sandvolumina nach einzelnen Vermessungen in charakteristischen Strand- und Vorstrandbereichen konnte neben der positiven Wirkung der Versuchssandvorspülung im oberen Strandbereich zugleich aufgezeigt werden, daß die Verluste von nahezu 500 000 m³ Sand (vgl. Tafel 10) allein auf den Vorstrandbereich (unterhalb NN-1 m) beschränkt sind. Dies ist mit Sicherheit nicht auf die Sandvorspülung zurückzuführen, sondern auf großräumige Vorgänge außerhalb des Untersuchungsgebietes, die sich mit Riff- und Rinnenausbildungen von Norden her kontinuierlich in das Untersuchungsgebiet vorgeschoben haben. Das Vordringen und die stetige Vertiefung des Rinnensystems im Untersuchungsgebiet konnte in der zeitlichen Abfolge von gleichzeitiger Rinnenvertiefung und Riffaufhöhung und nachfolgender Riffauflösung durch die wiederholten Peilungen des ALW Husum eindrucksvoll dokumentiert werden, womit zugleich auch der Wert bzw. die Notwendigkeit wiederholter Aufmaße bestätigt wurde.

Als Folge der Rinnenbildung ist die NN-4-m-Tiefenlinie erheblich näher an die Uferlinie herangerückt, so z. B. im Profil 42 auf Höhe des Campingplatzes um mehr als 50 % von einer Uferentfernung von rd. 480 m (9/83) auf rd. 230 m (6/86). Aus diesem Grunde muß davon ausgegangen werden, daß im gegenwärtigen Zustand höhere Wellen als zum Beispiel nach der Sandvorspülung (9/83) bis in den unmittelbaren Strandbereich gelangen. Wieweit auf diese Verlagerung der Wassertiefen im Vorstrand die Ausbildung von Kliffkanten nach der zweiten Hörnumer Sandvorspülung im Sommer 1986 zurückgeführt werden kann, bedarf noch weiterer Untersuchungen. Auf jeden Fall ist aber neben der Untersuchung der Abbruchraten nach der Sandvorspülung dieses Jahres der weiteren Entwicklung der Vorstrandgeometrie eine erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen.

Eine nennenswerte Kliffausbildung im Bereich des Vorspülbereiches wurde im Untersuchungszeitraum 1983 bis 1986 nicht beobachtet.

Abschließend kann festgestellt werden, daß sich die Versuchssandvorspülung in dem

schwierigen Küstenabschnitt vor Hörnum bewährt hat; am Ende des dreijährigen Untersuchungszeitraumes war vor dem Tetrapodenlängswerk noch ein ausreichend breiter und hoher Strand vorhanden. Die im Vorstrandbereich aufgetretenen Sandverluste sind auf großräumige morphologische Vorgänge mit einer Riff-Rinnen-Ausbildung zurückzuführen und dürfen nicht in Abhängigkeit von der Sandvorspülung beurteilt werden. Auf derartige Vorgänge wird aber bei zukünftigen Sandvorspülungen immer zu achten sein.

10. Schriftenverzeichnis

- Amt für Land- und Wasserwirtschaft: Fachplan Küstenschutz Sylt Stand 1985 (unveröff.). Husum, 1985.
- DETTE, H. H.: Ein Vorschlag zur Analyse eines Wellenklimas. Die Küste, H. 31, 1977.
- EAK, 1981: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Die Küste, H. 36, 1981.
- FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. Proc. 14th Coastal Engineering Conference, Vol. II, Chapter 85, Kopenhagen, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.: Vorschläge für die Ausführung einer Versuchssandvorspülung vor Hörnum/Sylt (unveröff.). Braunschweig, 1983.
- FÜHRBÖTER, A.; KÖSTER, R.; KRAMER, J.; SCHWITTERS, J. und SINDERN, J.: Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.
- FÜHRBÖTER, A. und DETTE, H. H.: Beurteilung der Versuchssandvorspülung vor Hörnum/Sylt im Jahre 1983 (unveröff.). Bericht Nr. 633 des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, 1986.
- FÜHRBÖTER, A.; DETTE, H. H. und SCHULZE, M.: Hydrologische Untersuchungen zur Versuchssandvorspülung vor Hörnum/Sylt im Jahre 1983 Zeitraum 10/83 bis 3/86 (unveröff.). Bericht Nr. 630 des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, 1986a.
- Führböter, A.; Dette, H. H. und Schulze, M.: Hydrologische Untersuchungen zur Versuchssandvorsprülung vor Hörnum/Sylt im Jahre 1983 Zeitraum 10/83 bis 09/86 Ergänzungen (unveröff.). Bericht Nr. 630 A des Leichtweiß-Institutes des TU Braunschweig, 1987.
- FÜHRBÖTER, A.; DETTE, H. H. und OELERICH, J.: Sandvorrat vor Hörnum/Sylt nach der Versuchssandvorspülung 1983 bis zum Juni 1986 – Massenermittlungen (unveröff.). Bericht Nr. 631 des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, 1986b.
- FÜHRBÖTER, A.; DETTE, H. H. und SCHULZE, M.: Wind- und Wellenmessungen vor Hörnum/Sylt

 Zeitraum 4/86 bis 9/86 (unveröff.). Bericht Nr. 632 des Leichtweiß-Instituts der TU

 Braunschweig, 1986c.
- KÖSTER, R. und Ahrendt, K.: Bericht über die geologischen Untersuchungen zur Versuchssandvorspülung Hörnum/Sylt (unveröff.). Geologisch-Paläontologisches Institut und Museum der Universität Kiel, 1986.
- LAMPRECHT, H. O.: Brandung und Uferveränderungen an der Westküste vor Sylt. Mitt. des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 8, 1955.
- Niemeyer, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. Ergebnisbericht der Forschungsstelle Norderney, 1983.