

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE



3950-A-2012-0000096

Die Küste

**ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE**

**HERAUSGEBER:
KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN**

Heft 29 - 1976

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

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

FRANKE, Eberhard, Dr.-Ing., Baudirektor, 2000 Hamburg 13, Moorweidenstraße 14; FÜHRBÖTER, Alfred, Dr.-Ing., o. Prof., 3300 Braunschweig, Abtstraße 44; KÖSTER, Rolf, Prof. Dr., 2300 Kiel, Olshausenstraße 40/60; KRAMER, Johann, Ltd. Baudirektor, 2960 Aurich, Mühlenweg 11; LAUCHT, Hans, Prof. Dr.-Ing., Hafengebäude, 2000 Hamburg 11, Dalmannstr. 1-3; NIEDERSÄCHSISCHES MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN, 3000 Hannover, Cahlenbergerstraße 2; NIEMEYER, Hanz Dieter, Dipl.-Ing., 2982 Norderney, An der Mühle 5; RÖDENBEEK, Gerhard, Baudirektor a. D., 2000 Hamburg 60, Alsterkrogchaussee 274; SINDERN, Josef, Baudirektor, 2300 Kiel, Hindenburgufer 247; SCHWITTERS, Johann, Ltd. Baudirektor, 2970 Emden, Friedrich-Naumann-Straße 7.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet:

Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen.

Vorsitzender: Ministerialrat H. ZÖLSMANN.

Geschäftsführer: Baudirektor J. SINDERN, 2300 Kiel, Feldstraße 251/253.

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

Inhaltsverzeichnis

LAUCHT, Hans, Prof. Dr.-Ing. Die Entwicklung des Küstenausschusses Nord- und Ostsee zum Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen	1
FRANKE, Eberhard, Dr.-Ing. Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen	8
FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing. KÖSTER, Rolf, Prof. Dr. KRAMER, Johann, Dipl.-Ing. SCHWITTERS, Johann, Dipl.-Ing. SINDERN, Josef, Dipl.-Ing. Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Westrand der Insel Sylt	23
INGENIEURKOMMISSION DES NIEDERSÄCHSISCHEN MINISTERS FÜR ERNÄHRUNG, LAND- WIRTSCHAFT UND FORSTEN Erfahrungen aus den Sturmfluten vom November/Dezember 1973 und Folge- rungen für die niedersächsischen Küstenschutzwerke	96
RÖDENBEEK, Gerhard, Dipl.-Ing. Über Deichbau und Überflutungen in den Hamburger Elbmarschen (vor der Flut von 1962)	122
NIEMEYER, Hanz Dieter, Dipl.-Ing. Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Ein- messung von Teekgrenzen	143

Die Entwicklung des Küstenausschusses Nord- und Ostsee zum Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Von Hans Laucht

Der seit mehr als 26 Jahren bestehende und weit über Deutschland hinaus bekanntgewordene Küstenausschuß Nord- und Ostsee hat sich nach den von ihm selbst gesetzten Richtlinien für seine Tätigkeiten durch Beschluß seines Verwaltungsausschusses mit Wirkung vom 31. 3. 1976 aufgelöst, nachdem seine Ziele und Aufgaben in wirksamer Form von dem 1972/73 gebildeten Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) übernommen worden waren. Wenn man Sinn und Zweck dieses Wechsels verstehen und beurteilen will, muß man die Entstehungsgeschichte, Aufgabenstellung und Arbeitsweise des Küstenausschusses kurz rückblickend betrachten.

Schon bald nach dem letzten Kriege erkannten verantwortungsbewußte Männer, die im Bereich des deutschen Küstenschutzes, See- und Hafenbaues tätig und weit darüber hinaus bekannt und geachtet waren, daß es auch unter den sehr schwierigen Bedingungen der Nachkriegszeit unerläßlich war, die komplizierten und immer noch zu wenig bekannten Naturvorgänge an unseren Küsten und in den vorgelagerten Flachwassergebieten besser erkennen und verstehen zu lernen, wenn sonst unvorhersehbare, nicht abzuschätzende Schäden möglichst vermieden werden sollten. Es war nur folgerichtig, wenn dieses Bestreben über die vor dem Kriege beispielhaft begonnene Westküstenforschung in Schleswig-Holstein hinaus auf alle deutschen Küsten übertragen wurde; denn akute Probleme, die dringend der Lösung harhten, gab es überall. Der Erfüllung dieses Gedankens stand jedoch in erster Linie das politische Hindernis entgegen, daß sich nach der Zerschlagung Preußens die vor dem Kriege sehr einheitlich gewesenen Zuständigkeiten in den Bereichen der Wasserstraßen, Häfen, Wasserwirtschaft und des Küstenschutzes infolge der neuen, stark föderativen Gliederung Deutschlands auf 10 Fachverwaltungen verteilten, nämlich auf je zwei des Bundes sowie der vier neugeschaffenen Küstenländer. Hier mußte also zuerst für Abhilfe gesorgt werden.

Das geschah mit der Gründung des Küstenausschusses Nord- und Ostsee im Oktober 1949, der eine Art Interessengemeinschaft der an den deutschen Küsten tätigen Ressorts darstellte, zwar ohne rechtsverbindlichen Charakter, der damals noch nicht zu erreichen gewesen wäre, aber getragen von dem gemeinsamen Willen, koordinierend und fördernd für die Küstenforschung zu wirken. Zu diesem Zweck wurden ein Verwaltungsausschuß und ein Arbeitsausschuß, die später zusammengelegt wurden, sowie eine Geschäftsstelle in Kiel gebildet. Der Bund brachte Sachmittel und Personal für die Geschäftsführung ein, die Länder ergänzten das Vorhaben in derselben Höhe durch bare Haushaltsmittel nach einem Schlüssel, der ungefähr nach der Länge ihrer Küsten und damit nach dem Umfang ihrer Interessen festgelegt wurde. Über die Verwendung dieser Mittel sowie über die durchzuführenden Arbeiten, Veröffentlichungen, personellen Fragen, Änderungen der Richtlinien usw. beschloß der Verwaltungsausschuß. Der erste Vorsitzende des Verwaltungsausschusses

ses war Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. AGATZ, der des Arbeitsausschusses Min.-Rat GAYE, dem nach seinem Tode Reg.-Baudirektor HENSEN nachfolgte.

Zweck und Aufgaben des Küstenausschusses waren in den Richtlinien (letzte Fassung von 1964) folgendermaßen beschrieben:

Der Küstenausschuß Nord- und Ostsee bezweckt die gemeinnützige Zusammenarbeit aller technischen und wissenschaftlichen Behörden, Hochschulen, Institute und anerkannten Fachleute, die auf dem Gebiete des Wasserwesens und den damit zusammenhängenden Fachgebieten im Küsten- und Seebereich der Nordsee und der Ostsee tätig sind, um durch gegenseitigen Erfahrungsaustausch die Forschungen im gesamten Küstengebiet zu fördern und auszuwerten und um damit die Grundlagen für die Planung und Ausführung der großen Bauarbeiten im Küsten- und Seegebiet ständig zu verbessern und diese wirtschaftlich und zweckmäßig zu gestalten.

Nach diesem Leitmotiv hat der Küstenausschuß in dem Vierteljahrhundert seines Bestehens unter intensiver Beteiligung zahlreicher Wissenschaftler, die als außerordentliche Mitglieder angesehen wurden, zur Lösung vieler Aufgaben beigetragen, ja in den meisten Fällen sie überhaupt erst ermöglicht. Dies geschah durch Gutachteraufträge, im wesentlichen aber durch die Bildung von Arbeitsgruppen für allgemeine und damit permanente oder für objektbezogene Aufgaben, die während der Zeit seines Wirkens immer umfangreicher wurden, teils deshalb, weil die Ingenieuraufgaben in den genannten Bereichen infolge von Erweiterungen der Anforderungen und der Wissensgebiete ohnehin stark zunahmen, teils hervorgerufen durch besondere Ereignisse, wie z. B. die Februar-Sturmflut von 1962.

Gefördert wurden die Arbeiten durch eine umfangreiche bibliographische Tätigkeit der Geschäftsstelle, die sowohl den Mitgliedern als auch vielen Interessenten gute Einblicke in Veröffentlichungen des In- und Auslandes vermittelte. Im Laufe der Zeit wurde, besonders durch Schriftenaustausch, eine wertvolle Bibliothek und Zeitschriftensammlung aufgebaut. Der eigenen Dokumentation diene die mit der Gründung des Küstenausschusses ins Leben gerufene Zeitschrift „Die Küste“, die an die Vorkriegszeit-schrift „Westküste“ anschloß und deren Schriftleitung bis vor kurzem in bewährter Weise von Dr. WOHLBERG wahrgenommen wurde.

Einen ziemlich breiten Raum nahm die Förderung des Erfahrungsaustausches zwischen den Fachleuten über die Grenzen hinaus ein. Das führte zu gemeinsamen Veranstaltungen, gegenseitigen Besuchen und fachlich wertvollen Gesprächen mit den ebenfalls an Nord- und Ostsee tätigen ausländischen Kollegen bis hin zum Beginn der Teilnahme deutscher Küsteningenieur-e an den International Conferences on Coastal Engineering, die sich seitdem erfreulich und stetig entwickelt hat. Die Feststellung, daß der Küstenausschuß in den meisten dieser Fälle wegen seiner geringen Haushaltsmittel, vor allem aber wegen seiner Organisationsstruktur, nur als Initiator und Vermittler auftreten konnte, schmälert seine Verdienste nicht, weil der Erfolg dieser Bemühungen mit der Zeit immer besser wurde und kaum noch Wünsche offenließ.

Die Entwicklung der sachlichen Arbeit im eigenen Lande verlief indessen nicht so zufriedenstellend, weil die Aufgaben in einem Maße zunahmen, daß die bisherigen Methoden und Mittel zur gemeinsamen Bewältigung bald nicht mehr ausreichten. Deshalb stellte Präsident a. D. Dr.-Ing. E. h. LORENZEN, der Ende 1965 als äußerst aktiver Pensionär den Gesamtvorsitz des Küstenausschusses einschl. Geschäftsführung übernommen hatte, bald darauf in einer Denkschrift u. a. folgendes fest:

Kein Ressort war bisher in der Lage, in dem ihm sachlich und regional gesteckten Arbeitsrahmen die entscheidenden Naturvorgänge im größeren Raum zu übersehen, und keine Fachverwaltung ist daher bis heute für sich allein in der Lage, die Beziehungen und Wechsel-

wirkungen zwischen dem Baugeschehen und den Naturkräften in ihrem Zuständigkeitsbereich zu deuten. Andererseits ist es verständlich, daß der Bund oder die Küstenländer, wenn sie sich vor eine große und drängende technische Aufgabe im Seegebiet gestellt sahen, bemüht waren, mit Hilfe eigener Untersuchungen sich schnellstens ein zutreffendes Bild über die zu erwartenden Auswirkungen ihrer baulichen Eingriffe zu verschaffen. Dieses durch sehr verschiedene Aufgabenstellungen ausgelöste Vorgehen, das im Laufe der Jahre eine Reihe örtlicher technischer Untersuchungs- oder Forschungsstellen hat entstehen lassen, führte unter Zuhilfenahme von Modellversuchen oder wissenschaftlichen Gutachten in vielen Fällen zur Lösung örtlicher Fragen. Einen gewissen Fortschritt in dieser Arbeit hat der Küstenausschuß noch dadurch erreicht, daß er seit einigen Jahren einen engeren Kontakt zwischen den Untersuchungsstellen hergestellt und daß er durch Erfahrungsaustausch manche Erkenntnisse vermittelt hat. Es bleibt jedoch festzustellen, daß selbst bei gleicher oder ähnlicher Aufgabenstellung und bei gleichen Naturvorgängen das Verfahren der Untersuchungsstellen sehr uneinheitlich blieb. Wenn trotz des mit solchen Untersuchungen immer verbundenen großen Arbeits-, Zeit- und Geldaufwandes die Kenntnis vom Wirken der entscheidenden Naturvorgänge im großen Raum und damit die Grundlage aller örtlichen Untersuchungen lückenhaft geblieben sind, kann dieser Mangel den einzelnen örtlichen Forschungsstellen nicht zur Last gelegt werden. Diese haben selbst mehr und mehr erkannt, daß viele Ergebnisse ihrer eigenen Untersuchungen ohne vorherige Klärung der Naturvorgänge durch wissenschaftliche Grundlagenforschung unvollständig bleiben müssen. Sie haben deshalb wiederholt auf die Notwendigkeit einer umfassenden wissenschaftlichen Erforschung der Naturvorgänge im Küstenbereich und im angrenzenden Seegebiet an der Nord- und Ostsee hingewiesen. Es wird zugegeben werden müssen, daß die Wissenschaft, insbesondere die Meeresforschung, die seit Jahrzehnten in allen Weltmeeren bedeutende wissenschaftliche Erkenntnisse erarbeitet hat, der Erforschung der Naturvorgänge „vor der Haustür“, d. h. im deutschen Küstenmeer, bis heute vieles schuldig geblieben ist. Nur so ist es verständlich, daß der Zweckforschung in Bund und Ländern oft die richtigen Ansatzpunkte und eine zuverlässige Grundlage für ihre örtlichen Untersuchungen und Planungen gefehlt haben.

Die sich aus den verschiedenen fachlichen Zuständigkeiten ergebende Arbeitsteilung und die auch damit verbundene Unvollkommenheit der Untersuchungen im Küstengebiet sowie das Fehlen entscheidender wissenschaftlicher Grundlagen im See- und Küstenbereich sollten nun Veranlassung geben, auf wirksame Abhilfe zu drängen. Als erstes sollten die Fachressorts in Bund und Ländern es sich angelegen sein lassen, die von ihren eigenen Forschungsstellen betriebenen Untersuchungen an der Meeresküste unbeschadet der formalen Zuständigkeiten stärker aufeinander abzustimmen (wie es bei der Gründung des Küstenausschusses gedacht war), sie, wo möglich, zu koordinieren und sie ohne Zeitdruck und zu enge Bindung an einzelne Bauvorhaben durchzuführen. Ein solches Vorgehen könnte bei gegenseitiger Hilfeleistung die einzelnen Untersuchungen vollkommener und rationeller als bisher gestalten. Gleichzeitig müssen die Verwaltungen im Interesse der gesamten Küstenarbeit fordern, daß die Wissenschaft die Grundlagenforschung im Seegebiet der Nordsee stärker als bisher vorantreibt und sie den Küstenaufgaben dienstbar macht.

Wenn auf diese Weise die bis dahin aufgetretenen Mängel in der deutschen Küstenforschung deutlich dargelegt wurden, so blieb noch unerwähnt, daß für größere Programme wissenschaftlicher Arbeit ganz einfach auch das Geld im erforderlichen Umfang fehlte. Allerdings war gerade damals ein erster und sehr erfolgversprechender Schritt von Dr.-Ing. E. h. LORENZEN selbst getan worden, indem es ihm als Vorsitzenden des Küstenausschusses gelungen war, von der Deutschen Forschungsgemeinschaft ein neues *Schwerpunktprogramm* „S a n d b e w e g u n g i m K ü s t e n r a u m“ einleiten zu lassen, als dessen Koordinator er berufen wurde. Damit hatte man sich nach seinen eigenen Worten „die Erforschung eines der wichtigsten, aber auch schwierigsten Naturvorgänge an der Küste zum Ziel“ gesetzt. Neben der meist reinen Zweckforschung der in den Verwaltungen arbeitenden Untersuchungsstellen sollte hier in einem besonders wichtigen, aber auch besonders lückenhaften Wissensbereich großzügig und umfassend Grundlagenforschung betrieben werden. Dazu war die Mitwirkung der Mitglieder des Küstenausschusses

schusses sowie der Einsatz zahlreicher Hilfskräfte, Fahrzeuge und Geräte unerläßliche Voraussetzung, die auch weitgehend erfüllt wurde.

Nicht ganz erfüllt haben sich dagegen die Hoffnungen, die von den Küsteningenieuren zur Verbesserung ihrer Erkenntnisse und Arbeitsgrundlagen in das Programm gesetzt worden waren. Zwar ist eine Reihe von Forschungsvorhaben mit wichtigen Teilzielsetzungen gefördert worden, doch zeigte sich bald, daß vor allem zwei Umstände hinderlich waren: einerseits das Prinzip der Förderung von Einzelforschern, denen ein sehr großer Ermessensspielraum in Aufgabenwahl und -durchführung bleibt, und andererseits das damals noch allzu oft anzutreffende, konservative Ressortdenken in den Verwaltungen, das durch die freiwillige Mitwirkung im Rahmen des Küstenausschusses nicht immer überwunden werden konnte. Beides stand der an sich gebotenen strengen Aufgabenstellung und straffen Durchführung eines derart komplexen Programmes entgegen und regte infolgedessen manche Überlegung an, wie das wohl verbessert werden könnte.

Ein anderer Versuch, die Küstenforschung unter der Obhut des Küstenausschusses auf eine breitere, freiwillige und wissenschaftliche Basis durch die Bildung eines Beirates aus Angehörigen aller in Betracht kommenden wissenschaftlichen Disziplinen zu stellen, schlug völlig fehl. Hier zeigte sich, daß Eifersüchteleien zwischen einigen Forschern und Instituten, der Argwohn, etwa zum Ruhme anderer arbeiten zu sollen, und das Bestreben, anderen Disziplinen weniger zu gönnen als der eigenen, eine ersprießliche Zusammenarbeit auf diesem Wege unmöglich machten. Selbstverständlich waren es nur einzelne und sogar der Küstenforschung bisher am wenigsten verbunden gewesene Mitglieder des Beirates, die so dachten und handelten, aber das genügte, um den Versuch als aussichtslos sehr schnell wieder aufzugeben. Neue Hoffnung jedoch keimte, als der Bundesminister für Bildung und Wissenschaft 1968 die *Deutsche Kommission für Ozeanographie* (DKfO) ins Leben rief und es dem Vorsitzenden des Küstenausschusses gelang, nicht nur als Mitglied berufen zu werden, sondern 1969 auch einen *Ausschuß für Küstenforschung* zu erreichen, obwohl auch hier einige Kräfte dagegen waren. Dieser Ausschuß sollte ein Sachprogramm für die Küstenforschung empfehlen; Träger des Programms in Finanzierung und Durchführung sollten die Fachressorts in Bund und Ländern in enger Zusammenarbeit mit wissenschaftlichen Instituten sein. Der finanzielle Aufwand versprach Beachtliches. Leider standen auch hier wieder zwei hinderliche Umstände einer fruchtbaren Entwicklung im Wege: Einmal war im Bundesbildungsministerium aus politischen Gründen keinerlei Stetigkeit der Arbeit zu verzeichnen, so daß immer neue Vorschläge zu denselben Themen gemacht wurden, und zum anderen erwies sich die DKfO zur Erfüllung der ihr zugeordneten Aufgaben infolge ihrer heterogenen Zusammensetzung als zu schwerfällig. Dies alles wirkte bis in die Ausschußarbeit hinein und brachte mehr Verdruß als Nutzen, wenn man nicht schließlich als einen Nutzen ansehen will, daß Konsequenzen gezogen und sowohl die Verfahren geändert als auch die beratenden Gremien umgebildet wurden.

Seit einigen Jahren fördert nun der Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) ein *Gesamtprogramm Meeresforschung/Meerestechnik*, das unter Mitwirkung eines Fachausschusses und eines Koordinierungsausschusses laufend fortgeschrieben wird. In diesem Programm hat die Küstenforschung ihren dauernden Platz gefunden. Soweit daran die Fachverwaltungen teilnehmen wollten, mußte – schon aus den Erfahrungen mit der DKfO – eine verbindlichere Art der Zusammenarbeit als die im Küstenausschuß gefunden werden. Deshalb wurde als Nachfolgeinstitution mit Wirkung vom 1. 3. 1973 nach Ratifizierung eines Verwaltungsabkommens durch die Parlamente das *Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen* (KFKI) geschaffen, dessen Zweckbestimmung folgendermaßen formuliert ist:

Das Erkennen und möglichst weitgehende Beherrschen der Naturvorgänge an den Küsten und im Küstenvorfeld ist eine bedeutende, übergeordnete Aufgabe, die im Rahmen der Küstenforschung behandelt werden soll. Dabei sind alle natürlichen Vorgänge und Eigenschaften der Gewässer in ihren Mündungsgebieten und des Küstenmeeres sowie der zur hohen See anschließenden Zonen mit ingenieur- und naturwissenschaftlichen Methoden zu erforschen.

Es wird sodann festgestellt, daß innerhalb des Sachprogrammes der Küstenforschung die „zweckgebundene Forschung der mit Ingenieur-Aufgaben befaßten Ressorts des Bundes und der Küstenländer“ besondere Bedeutung hat. Das KFKI soll nun den Vertrag-schließenden die Art und die Durchführung des Sachprogrammes empfehlen, soll es koordinieren und Prioritäten aufzeigen. Mitglieder des KFKI sind – etwas abweichend vom Küstenausschuß – zwei Vertreter des Bundesministeriums für Verkehr, je ein Vertreter des Bundesministeriums für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten und des Bundesministeriums für Forschung und Technologie und je ein Vertreter der vier Küstenländer. Die Geschäftsführung stellt einschließlich des erforderlichen Personals und der Hilfsmittel das Bundesministerium für Verkehr, so daß es bei der Geschäftsstelle des Küstenausschusses in Kiel bleiben konnte. Zum Geschäftsführer ist weiterhin Baudirektor SINDERN bestellt worden, der schon einige Jahre die Geschäftsführung des Küstenausschusses betrieben hat, nachdem Vorsitz und Geschäftsführung nach dem Tode von Dr.-Ing. E. h. LORENZEN getrennt werden mußten, weil der Verfasser dieses Berichtes, zum neuen Vorsitzenden des Küstenausschusses gewählt, wegen seines Dienstsitzes in Hamburg und seiner dienstlichen Inanspruchnahme nicht in der Lage war, beide Aufgaben zugleich wahrzunehmen.

Der Vorsitz im KFKI soll alle zwei Jahre wechseln, und zwar so, daß auf einen Vertreter des Bundes einer der Küstenländer folgt und umgekehrt. Zum ersten Vorsitzenden des KFKI wurde der Verfasser gewählt, um auch auf diese Weise zu einem zügigen Übergang der Aufgaben des Küstenausschusses auf das KFKI beizutragen; da hier noch eine Reihe von Unklarheiten bestand, blieb der Küstenausschuß zunächst noch neben dem KFKI bestehen.

Zur fachlichen Ausarbeitung des Sachprogrammes im einzelnen, zur Zusammenstellung der Kosten, Koordinierung des Einsatzes aller Beteiligten und Abstimmung mit außerhalb der Verwaltungen in der Küstenforschung Tätigen hat das KFKI als *F o r s c h u n g s l e i t e r K ü s t e*, der an seine fachlichen Weisungen gebunden ist, Ltd. Baudirektor Dr.-Ing. ROHDE bestellt.

Schon aus dieser kurzen Schilderung wird deutlich, daß die Arbeitsweise und die rechtliche Stellung des KFKI eine andere ist, als es die des Küstenausschusses war. Wir haben jetzt eine straffere Organisationsform, in der die ihr zugehörenden Verwaltungen mit ihren Untergliederungen zur Erfüllung der beschlossenen gemeinsamen Programme weitgehend verpflichtet sind. Dies kann und wird selbstverständlich immer nur so weit gehen, wie es die eigenen, speziellen Aufgaben der Dienststellen nicht behindert, stellt aber einen erheblichen Fortschritt gegenüber der Basis völliger Freiwilligkeit und des persönlichen Wohlwollens, wie im Küstenausschuß, dar. Andererseits könnte es vielleicht scheinen, als werde nun wegen der rechtlichen Beschränkungen des Verwaltungsabkommens auf die Bundes- und Länderressorts die Zusammenarbeit mit anderen erschwert. Das braucht und soll nicht so sein. Es ist nach wie vor beabsichtigt und im ersten Fall auch schon geschehen, Gutachter- und Arbeitsgruppen, die zur Lösung gezielter Fragen eingesetzt werden, nicht etwa nach der Zugehörigkeit der Personen zu Dienststellen oder wissenschaftlichen Institutionen, sondern nach der speziellen Eignung zu besetzen. Darüber hinaus wird der Zwang, immer komplexere und schwierigere Probleme erforschen zu müssen,

die weitere und lange bewährte Zusammenarbeit mit geeigneten Personen und Institutionen verschiedener Wissensgebiete geradezu erzwingen, wenn die Absicht, größtmögliche Wirksamkeit mit kleinstmöglichen Kompetenzkonflikten zu erreichen, erfüllt werden soll.

Die praktische Vorbereitungsarbeit geht so vonstatten, daß größere oder überregionale Forschungsthemen der Verwaltungen, an denen noch auf lange Zeit weniger Mangel ist als an Forschungsmitteln, vom Forschungsleiter Küste hinsichtlich möglicher Durchführung, Ablauf und Kosten einschl. der von den Verwaltungen jeweils einzubringenden Personal- und Sachmittel bearbeitet und dem KFKI zur Beschlußfassung vorgeschlagen werden. Er wird dabei unterstützt von einer Beratergruppe, aus der – falls erforderlich – kleinere Projektgruppen für spezielle Aufgaben gebildet werden. Auch hier zeigt sich eine zweckmäßige Neuerung: Die Mitglieder dieses Arbeitskreises, der früher unter anderem Namen bestand, waren zur Zeit des Küstenausschusses persönlich berufen, was bei den häufigen Versetzungen laufend auch persönliche Schwierigkeiten machte. Jetzt entsenden die Dienststellen Personen auf Grund ihrer jeweiligen Tätigkeit, die geeignet und in der Lage sind, über die Mitarbeit ihrer Dienststellen oder den Einsatz von Fahrzeugen und Geräten Vorschläge zu machen. Nur so können unausgenutzte Kapazitäten ermittelt und möglichst sinnvoll eingesetzt werden. Der Forschungsleiter überwacht auch die planmäßige Durchführung beschlossener Programme.

Nach verständlichen Anlaufschwierigkeiten hat sich die Institution des KFKI recht gut bewährt; jedenfalls ist in den ersten zwei Jahren ihres Bestehens mehr an gemeinsamen Forschungsarbeiten begonnen und teilweise ausgeführt worden, als es dem Küstenausschuß möglich gewesen wäre. Trotzdem muß ständig – und gerade in der Anfangsphase – beobachtet werden, wie die Programme laufen und ob nicht die Arbeitsweise noch verbessert werden kann. Hier heißt es, auch in Zukunft beweglich und anpassungsfähig zu sein.

Außer der Forschungstätigkeit, die jetzt durch das KFKI besser veranlaßt und gesteuert werden kann als früher durch den Küstenausschuß, waren aber von dort noch einige andere wichtige Aufgaben zu übernehmen, wenn die neue Form in allen Punkten befriedigend sein sollte. Dies hat zunächst einige unvermutete, weil im wesentlichen formale Schwierigkeiten gemacht, so daß der Übergang länger dauerte als ursprünglich gedacht, hat dann aber doch zu guten Ergebnissen geführt.

Von Anfang an gab es keinen Zweifel an dem Willen der Partner des Verwaltungsabkommens, die Schriftenreihe „Die Küste“ weiterzuführen; anders wäre es ein unersetzlicher Verlust gewesen. Sie wird sich sicherlich allgemeinen Entwicklungen anpassen müssen, aber weiterhin der gesamten Küstenforschung offenstehen und sich in ihrer bewährten Grundstruktur und sogar in ihrer Aufmachung kaum ändern. Bund und Länder werden sie wie bisher weiter finanzieren.

Ebenso war stets der Wille vorhanden, die außerordentlich wichtige Kontaktpflege mit Personen und Institutionen der Küstenforschung und des Küsteningenieurwesens im Inland wie im Ausland nicht zu vernachlässigen, sondern womöglich noch zu fördern. Es braucht hier nicht dargelegt zu werden, wie wichtig derartige Aktivitäten sind, die wertvolle Erfahrungen vermitteln helfen, viele gute Gedanken entstehen lassen und manchen Umweg ersparen. Auch in dieser Beziehung hat sich schließlich eine brauchbare Form gefunden.

Andererseits können einige weniger wichtige Tätigkeiten des Küstenausschusses nicht weitergeführt werden. So wird es z. B. keine öffentliche Darstellung in groß angelegten Arbeitstagungen mehr geben, wie sie der Küstenausschuß einige Male durchgeführt hat. Die rechtliche Grundlage und die Arbeitsweise des KFKI lassen das nicht mehr zu.

Schließlich bleibt zu bemerken, daß das KFKI, ebenso wenig wie es der Küstenaus-

schuß war, nicht Repräsentant der Küstenforschung und des Küsteningenieurwesens in der Bundesrepublik sein kann und will. Dies muß – wie in anderen Ländern auch – technisch-wissenschaftlichen Vereinen vorbehalten bleiben, und man kann mit Befriedigung feststellen, daß nach einem langen Vakuum nun auch in dieser Beziehung ein für die Dauer erfolversprechender Anfang gemacht worden ist, indem sich die *H a f e n b a u - t e c h n i s c h e G e s e l l s c h a f t* dieser Aufgabe annahm.

Der Küstenausschuß Nord- und Ostsee, geboren aus schwierigsten Verhältnissen, war eine gute Idee und hat lange Zeit Gutes geleistet. Die aus den Umständen erzwungene Freiwilligkeit war seine Stärke und seine Schwäche zugleich, sie genügte schließlich nicht mehr und mußte durch eine verbindlichere Institution abgelöst werden. Das darf heute als gelungen bezeichnet werden. Sorgen wir alle dafür, daß die Begeisterung für die Aufgaben der Küstenforschung erhalten bleibt.

Einige Schrifttumshinweise

- AGATZ, A. u. GAYE, J.: Organisation und Aufgaben des Küstenausschusses Nord- und Ostsee. Die Küste, H. 1, 1952.
- AGATZ, A.: Eröffnungsansprache anlässlich der ersten Arbeitstagung des Küstenausschusses Nord- und Ostsee am 23. 3. 1954 in Hannover. Die Küste, H. 1/2, 1954.
- LORENZEN, J. M.: Über Aufgaben und Organisation des Küstenausschusses Nord- und Ostsee. Die Küste, H. 2, 1966.
- LORENZEN, J. M.: Das Programm des Küstenausschusses zur Erforschung der Naturvorgänge im deutschen Küstenvorfeld. Die Küste, H. 18, 1969.
- LORENZEN, J. M.: 20 Jahre Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Hansa Nr. 9, 1970.
- LORENZEN, J. M.: Bericht des Koordinators im Forschungsbericht der DFG „Sandbewegung im Küstenraum“. Wiesbaden 1971.
- LAUCHT, H.: Aufgaben des Küstenausschusses Nord- und Ostsee und sein Verhältnis zur Hafentechnischen Gesellschaft. Jahrbuch der Hafentechn. Gesellsch., Bd. 33, 1972/73.
- PETERSEN, M.: Forschung Westküste – Zum Tode von Johann M. LORENZEN. Nordfriesland, Nr. 25, 1973.
- LAUCHT, H.: Wechsel in der Schriftleitung. Die Küste, H. 28, 1975.

Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen

Von Eberhard Franke

Zusammenfassung

Seedeiche werden heute fast ausschließlich aus Sand hergestellt bzw. wo immer möglich aufgespült. Zum Schutz gegen Erosion muß ein Deichkern aus Sand mit einer widerstandsfähigen Abdeckung gegen Wellenschlag geschützt werden. Solche Abdeckungen, ob wasserdurchlässig oder nicht, sind bisher in Deutschland auf Erfahrungsgrundlage entworfen und gebaut worden; oft war es nicht einmal Erfahrung, welche diese Grundlage bildete, sondern eine individuell-gefühlsmäßige Einschätzung. Mit diesem Beitrag soll gezeigt werden, wie man Deichabdeckungen exakter unter Anwendung der Gesetze der technischen Mechanik bemessen und entwerfen kann. Nur so werden die tatsächlichen Grenzen unseres Wissens erkennbar, und es zeigt sich, wo man weiterhin auf Erfahrung angewiesen bleibt und wo weitere Forschung ansetzen muß.

Summary

Dikes at the seaside today mostly are constructed of sand, resp. they are built by hydraulic fill whenever possible. This sand core must be protected against erosion by a layer of material, resistant against wave action. Those protective layers, permeable or impermeable, have been designed and constructed up to now on an empirical basis in Germany, but mostly this basis was merely an individual feeling. The aim of this contribution is to show how to design protective layers more exactly using the laws of Soil and Structural Mechanics. Only in this way it will become clear, where the actual limitations of our knowledge are resp. an empirical and "sound engineering judgement" cannot be avoided, and where further research is needed.

Inhalt

1. Allgemeines	8
2. Durchlässige (offene) Böschungsabdeckungen	10
3. Dichte Böschungsabdeckungen	11
4. Hinweise zur Ermittlung des Sickerwasserüberdrucks unter dichten Böschungsabdeckungen	15
5. Druckschläge von Wellen	17
6. Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Böschungsabdeckungen	19
7. Schriftenverzeichnis	22

1. Allgemeines

Reine Kleideiche mit Rasen als Böschungsbefestigungen, die keines besonderen Erosionsschutzes durch eine festere Böschungsabdeckung bedürfen, werden heute nur noch selten gebaut. Deiche mit Sandkern und einer festen Böschungsabdeckung lassen sich im allgemeinen schneller und wirtschaftlicher herstellen und sind heute der Regelfall (s. dazu

auch ERCHINGER, 1970, S. 165). Im folgenden werden nur die Böschungsabdeckungen dieses letzteren Falles behandelt.

Sowohl offene als auch dichte Böschungsabdeckungen von Seedeichen sind bisher fast ausschließlich auf Erfahrungsgrundlage, um nicht zu sagen „nach Gefühl“ dimensioniert worden. Hier soll gezeigt werden, inwieweit heute eine Dimensionierung nach den Regeln der technischen Mechanik bereits möglich ist.

Die Abdeckung der Außenböschung hat die Funktion, den Deichkern gegen Erosion durch Wellendruckschläge, Beschädigungen durch Eis und Treibzeug, im Falle von Kleideichen auch gegen Austrocknen zu schützen. Damit bis über die Deichkrone auflaufendes Wasser die Binnenböschung nicht erodiert, erhält auch diese eine leichtere Befestigung.

Bisher fehlen eindeutige terminologische Festlegungen zur Bezeichnung der Böschungsbefestigung; im Sprachgebrauch sind neben Böschungsabdeckung auch Böschungs-dichtung und Deckwerk, wobei letzteres aber oft nur für die Befestigung des Fußbereiches der Außenböschung von Deichen benutzt wird.

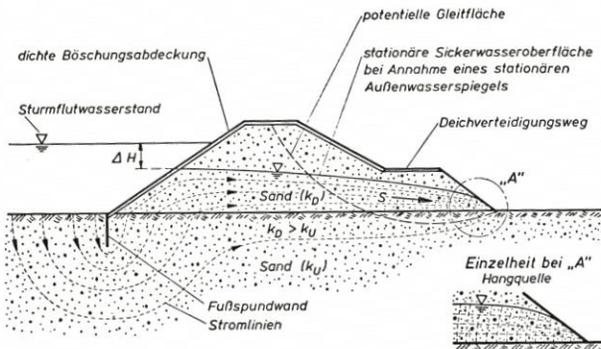


Abb. 1. Durchströmung eines Deiches nach der Binnenseite bei ungünstig als stationär angenommenem hohem Außenwasserstand. (ΔH errechnet nach DAVIDENKOFF 1964; k_D und k_U = Durchlässigkeit von Deich bzw. Untergrund, S = Strömungskraft)

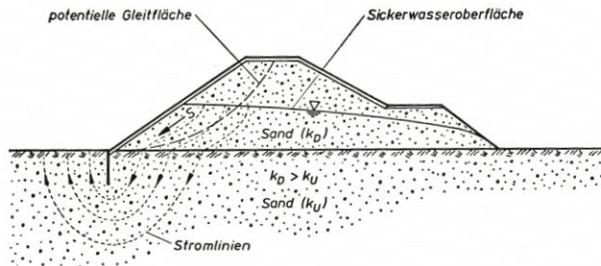


Abb. 2. Durchströmung des Deiches nach abgelaufenem Außenwasser. Schematische Darstellung. (Bezeichnungen s. auch Abb. 1)

Die Bezeichnung Böschungs-dichtung ist eigentlich nur dann berechtigt, wenn diese an dichtem Untergrund angeschlossen werden kann, so daß kein Außenwasser in den Deich einsickert. Da das nur in Ausnahmefällen möglich ist, sickert das Außenwasser bei hohen Wasserständen um das untere Ende auch von dichten Böschungsabdeckungen herum in den Deichkern ein, wie es auf Abb. 1 schematisch dargestellt wurde. Solche dichten Böschungsabdeckungen haben gegenüber durchlässigen dann sogar noch einen Nachteil: Das

Außenwasser fällt schneller als in einen Sanddeichkern eingesickertes Wasser (s. Abb. 2), und dadurch entsteht häufig ein Grundwasserüberdruck auf eine dichte Böschungsabdeckung gemäß Abb. 4, der diese auf Abheben beansprucht. Dadurch wird ihr Reibungsschluß mit dem Deichkern und ihre Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung vermindert. Aus diesen Überlegungen wäre die Schlußfolgerung zu ziehen, daß man durchlässige Böschungsabdeckungen den dichten grundsätzlich vorziehen sollte. Daß man in vielen Fällen gegen diese einleuchtende Regel verstößt, hat keine technischen, sondern wirtschaftliche Gründe: Die Herstellung offener Böschungsbefestigungen erfordert i. a. die Herstellung von Stufenfiltern und damit aufwendige und komplizierte Handarbeit. Außerdem sind die für die oberste Schicht einer offenen Böschungsbefestigung erforderlichen Steine an der Küste schwer zu beschaffen und entsprechend teuer. Dichte Böschungsbefestigungen, zum Beispiel aus Asphaltbeton, lassen dagegen bei der Herstellung eine stärkere Mechanisierung zu und gestatten es darüber hinaus, mit geringeren Belagstärken eine widerstandsfähige Befestigung herzustellen.

2. Durchlässige (offene) Böschungsabdeckungen

Hier sollen lediglich die Grundsätze der Standsicherheitsuntersuchung offener Böschungsabdeckungen behandelt werden. Dabei wird die Erfüllung der Bedingung vorausgesetzt, daß die Böschungsabdeckung gegenüber dem Boden des Deichkernes die Filterregeln erfüllt. (Zu den Filterregeln wird auf die einschlägige Literatur verwiesen, z. B. auf CISTIN (1967), DAVIDENKOFF (1973), ERB (1965), ISTOMINA (1956), LIST (1973), RAGUTZKI (1971) u. (1974), Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- u. Wasserbau (1975).) Die Kenntnis der verschiedenen Möglichkeiten der konstruktiven Ausbildung durchlässiger Böschungsabdeckungen wird hier vorausgesetzt.

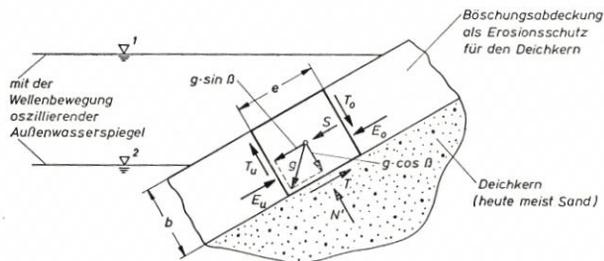


Abb. 3. Erläuterungsskizze zur Standsicherheitsuntersuchung

Die Standsicherheit η der Böschungsabdeckung gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung kann als Verhältnis der zurückhaltenden zu den rutschungsfördernden Kräften mit Hilfe von Abb. 3 wie folgt angegeben werden:

$$\eta = \frac{T}{g \cdot \sin \beta + S} = \frac{N \cdot \tan \varphi + c \cdot e}{g \cdot \sin \beta + S} \quad (1)$$

Dabei ist $g = b \cdot e \cdot \gamma'$ (mal Breite eins in Deichlängsrichtung wird hier weggelassen) mit γ' als Wichte unter Auftrieb, weil davon auszugehen ist, daß der Außenwasserspiegel zwischen den Lagen 1 und 2 nach Abb. 3 mit der Wellenbewegung oszilliert, das unterhalb

des Ruhewasserspiegels in den Poren der Böschungsabdeckung enthaltene Wasser jedoch dem schneller fallenden Außenwasser nicht folgen kann und daher in den Poren verbleibt, womit sich der kleinste Wert von N ergibt. Aus dem gleichen Grunde muß dann auch die Strömungskraft S als abtreibende Kraft zusammen mit $g \cdot \sin \beta$ im Nenner von (1) angesetzt werden, weil das Wasser in den Poren der Böschungsabdeckung böschungsparell abzufließen bestrebt ist und dabei Reibung in der Größe von $S = b \cdot e \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta$ auf diese ausübt. (Gegebenenfalls ist hier noch eine Schleppkraft des auf der Böschungsoberfläche abfließenden Wassers zu addieren.) φ und c sind die Scherparameter von Böschungsabdeckung oder Deichkernboden, je nachdem welche ungünstiger sind und auf der sicheren Seite liegen; gegebenenfalls ist hier der Reibungsbeiwert zwischen einem Kunststofffilter und dem angrenzenden Material zu verwenden, sofern das zum ungünstigsten Wert T führt. Die Wirkung der Seitenkräfte T_o , T_u , E_o , E_u auf das Teil der Böschungsabdeckung $b \cdot e$ (mal Breite eins) wird vernachlässigt, was zulässig ist, wenn $b \cdot e$ ein Teil aus einer langen, gleichartig beanspruchten Schicht ist, wo $T_o = T_u$ und $E_o = E_u$. Da sich die Schichtdicke und die Beanspruchung der Schicht aus dem Sickerwasserüberdruck nur sehr allmählich ändern, darf das hier näherungsweise vorausgesetzt werden. Dann folgt aus (1) mit $\gamma' \approx \gamma_w$

$$\eta \approx \frac{b \cdot \gamma' \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi + c}{2 \cdot b \cdot \gamma' \cdot \sin \beta} \quad (2)$$

und für $c = 0$, wie es bei offenen Abdeckungen stets der Fall sein wird,

$$\eta \approx \frac{\tan \varphi}{2 \cdot \tan \beta}$$

was für $\eta = 1$ zu der bekannten Bedingung für die örtliche Standsicherheit des oberen Bereiches einer Hangquelle – $\tan \beta < \tan \varphi/2$ – führt, wo das Sickerwasser ebenfalls eine böschungsparelle Richtung hat (s. Abb. 2, Einzelheit bei „A“, Hangquelle).

3. Dichte Böschungsabdeckungen

Mit Hilfe von Abb. 3, in der die Böschungsabdeckung jetzt als dicht angesehen werden soll, folgt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung parallel zur Abdeckung für ein Teilchen mit dem Gewicht g

$$g \cdot \sin \beta - N \cdot \tan \varphi - c \cdot e + E_o - E_u = 0 \quad (a)$$

Im Unterschied zum vorigen Abschnitt empfiehlt es sich, wegen der Schwierigkeiten, die hier mit der Anwendung des Archimedischen Prinzips verbunden sind, $g = b \cdot e \cdot \gamma$ zu setzen und die auf $b \cdot e$ wirkenden Wasserdrücke zu berücksichtigen, statt eine Strömungskraft S anzusetzen. γ ist dann die Wichte der Abdeckung ohne Auftriebsabzug. (Es versteht sich wieder, daß alle Betrachtungen für einen Streifen der Böschungsabdeckung mit der Breite eins in Längsrichtung des Deiches angestellt werden.)

Man kann nun wieder wie im vorigen Abschnitt das Volumen $b \cdot e$ als Teil einer langen, näherungsweise gleichartig beanspruchten Schicht ansehen, so daß wieder $E_o = E_u$ (und $T_o = T_u$) wird. Ist die Böschungsabdeckung allerdings nicht tatsächlich dicht (wie z. B. Asphaltbeton mit geringem Porenraum um 5%, bei dem die Einzelporen noch keine Verbindung untereinander haben), sondern besitzt sie wie Klei oder Sandasphalt eine – wenn auch nur geringe – Wasserdurchlässigkeit, so sind in E_u und E_o Wasserdrücke W_u und W_o enthalten, und auf das betrachtete Volumen $b \cdot e$ wirkt ein Wasserüberdruck

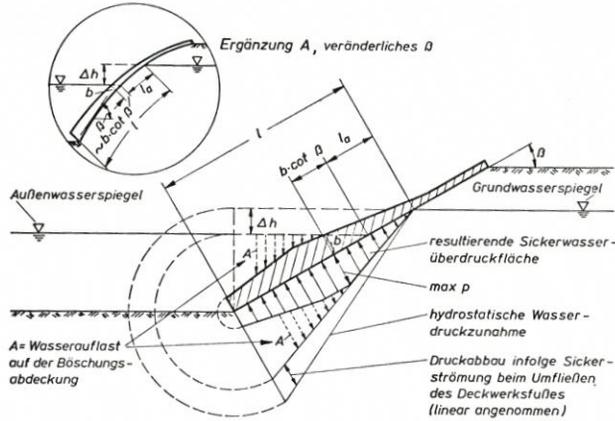


Abb. 4. Erläuterungsskizze zur Standsicherheitsuntersuchung einer dichten Böschungsabdeckung

$\Delta W = W_u - W_o$ böschungsaufwärts. Da dieser Wert jedoch im Vergleich zu $\max p$ nach Abb. 4 klein ist, wird auch ΔW im folgenden vernachlässigt. Die Normalkraft N (s. Abbildung 4) ist

$$N = g \cdot \cos \beta - \max p \cdot e$$

$$= b \cdot e \cdot \gamma \cdot \cos \beta - \max p \cdot e \quad (b)$$

Für die Scherparameter φ und c gilt wieder, daß die ungünstigsten der beteiligten Werte zu verwenden sind, unabhängig davon, ob sie dem Material der Böschungsabdeckung, dem Deichkern oder einer Zwischenschicht (z. B. vermörteltem Deichkernsand) zugehören. Die Kohäsion kann dabei praktisch immer gegenüber der Reibung vernachlässigt werden, weil bei Asphaltbeton potentiell Abscheren immer etwas unterhalb der Grenzschicht, in der Reibung und Kohäsion zusammen wirken, stattfindet; bei Böschungsabdeckungen aus Klei geht deren Kohäsion durch die Strukturstörungen beim Kleieinbau und Abstampfen (s. z. B. NAUJOKS, 1963) sicherlich soweit verloren, daß es zweckmäßig ist, nur mit dem Reibungswinkel aus der Erstbelastung zu rechnen, so daß c dann ebenfalls gleich Null zu setzen ist. (Man kann natürlich auch $\varphi = 0$ und $c = c_u$ setzen, wenn der Klei zum Beispiel durch Trocknungsprozesse im Laufe der Zeit Eigenfestigkeit gewinnt.)

Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich aus (a) und (b)

$$\max p = b \cdot \gamma \cdot (\tan \beta - \tan \varphi) \cdot \frac{\cos \beta}{\tan \varphi} \quad (c)$$

Um die gesuchte Dicke der Böschungsabdeckung b ermitteln zu können, muß der maximale Grundwasserüberdruck $\max p$, in dem b ebenfalls enthalten ist, unabhängig von (c) ausgedrückt werden. Das geschieht mit Hilfe von Abb. 4 wie folgt:

$$\max p = \left[(\Delta h + b \cdot \cos \beta) - \frac{l_a + b \cdot \cot \beta}{l} \cdot \Delta h \right] \cdot \gamma_w \quad (d)$$

Aus (c) und (d) folgt dann

$$b = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h \cdot (1 - l_a/l)}{(\gamma_a - \gamma_b \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \varphi} + \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\sin \beta \cdot l}) \cdot \cos \beta} = b_1 \quad (e)$$

Diese Abdeckungsstärke b_1 ist bei einfacher Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung an der Stelle des höchsten Sickerwasserüberdruckes $\max p$ erforderlich,

sofern dieses Teilchen nicht von den Nachbarbereichen der Böschungsabdeckung gestützt wird, d. h., wenn diese nicht in der Lage ist, Längskräfte zu übertragen.

Diese Gleichung entspricht der bei FRANKE (1972) für Böschungsabdeckungen konstanter Stärke unter 1 g angegebenen Gleichung; bei praktischen Untersuchungen ist es erforderlich, auch geknickte oder gekrümmte Böschungsabdeckungen zu berechnen, so daß – unter näherungsweise linearer Annahme linearer Wasserdruckabbau unter der dichten Böschungsabdeckung – der Bezug zu l_a/l hergestellt wurde.

Für den Fall, daß die Böschungsabdeckung Längskräfte überträgt, aber keine Biegesteifigkeit besitzt, muß an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes $\max p$ ausreichende Standsicherheit gegen Abheben der Abdeckung von der Deichkernböschung vorhanden sein. (Sonst wäre zu befürchten, daß sich unter den abgehobenen Abdeckungsteilen die Sandoberfläche der Deichkernböschung unter Sickerwassereinfluß verformt und die Böschungsabdeckung sich nach Abbau des Sickerwasserüberdruckes nicht wieder gleichmäßig aufliegen kann, so daß z. B. Wellendruckschläge dann zu Zerstörungen führen.) Aus einer Gleichgewichtsbetrachtung senkrecht zur Böschungsabdeckung folgt

$$b = \frac{\max p}{\gamma \cdot \cos \beta} \tag{f}$$

und mit (d) für $\max p$ ergibt sich

$$b = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h (1 - l_a/l)}{(\gamma_a + \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\sin \beta \cdot l}) \cdot \cos \beta} = b_2 \tag{g}$$

Für die Ergebniswerte der Formeln (e) und (g) lassen sich die Sicherheitswerte formulieren zu

$$\eta_1 = \frac{b_{\text{vorhanden}}}{b_1} ; \eta_2 = \frac{b_{\text{vorhanden}}}{b_2}$$

Hier sei darauf hingewiesen, daß bei der Ableitung entsprechender Formeln im VOORLOPIG RAPPORT (1961), S. 48, die Darstellung von $\max p$ in Abhängigkeit von b unzutreffend ist und damit auch die dort angegebenen Formeln für die erforderliche Dicke der Böschungsabdeckungen fehlerhafte Werte ergeben.

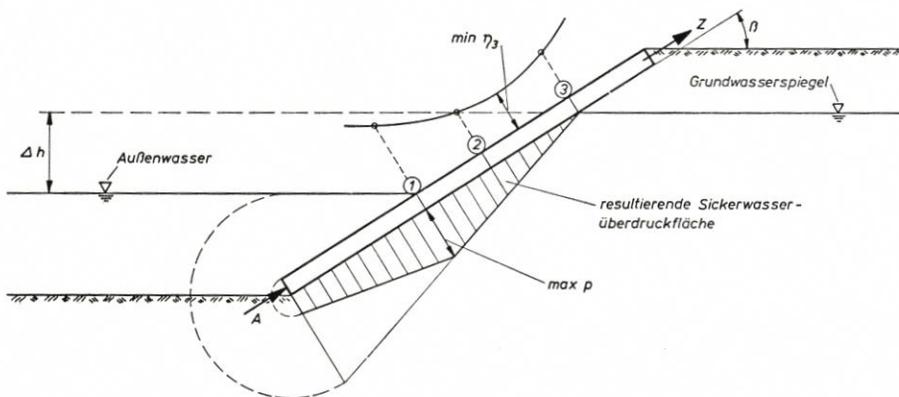


Abb. 5. Erläuterungsskizze zur Ermittlung der Standsicherheit einer dichten Böschungsabdeckung gegen Abrutschen als Ganzes

Die Anordnung der Abdeckungsstärke b_2 an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes $\max p$ erfüllt allerdings nur eine notwendige Bedingung. Zusätzlich ist nach-

zuweisen, daß die Böschungsabdeckung als Ganzes ausreichende Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung besitzt. Wenn man dann wie bei Klei und Asphaltbeton keine Zugfestigkeit ansetzen darf, ist wie auf Abb. 5 gezeigt zu verfahren: Zunächst wird für verschiedene Stellen n die maßgebende Sickerwasserüberdruckfläche ermittelt (s. dazu auch die Ausführungen im folgenden Abschnitt 4). Auf Abb. 5 ist die Überdruckfläche für die Stelle $n = 1$ dargestellt. Für den Bereich unterhalb der Stelle n wird dann die Abrutschsicherheit zu

$$\eta_{3n} = \frac{(G_n \cdot \cos \beta - P_{wn}) \cdot \tan \varphi + A}{G_n \cdot \sin \beta} \quad (h)$$

ermittelt. G_n ist dabei das Gewicht der Böschungsabdeckung unterhalb der Stelle n (ohne Auftriebsabzug), P_{wn} die entsprechende Resultierende der Sickerwasser-Überdruckfläche, A eine Stützkraft z. B. aus einer Fußspundwand und Wasserdruck an dieser Stelle. Maßgebend ist dann der Minimalwert von $\eta_{3n} = \min \eta_3$. Durch diese Verfahrensweise werden die Teile der Böschungsabdeckung ausgeschlossen, die ihre Reserve an Abrutsch-Standsicherheit oberhalb der Kote von $\min \eta_3$ über Zug nach tiefer liegenden Bereichen abgeben müßten. Besitzt die Böschungsabdeckung Zugfestigkeit, so vereinfacht sich die Berechnung entsprechend, weil dann das Gewicht der gesamten Böschungsabdeckung G , gegebenenfalls auch eine Zugverankerungskraft Z angesetzt werden dürfen und lediglich die ungünstigste Wasserdruckfläche, die zu $\max P_w$ führt, nach 4. zu ermitteln ist:

$$\min \eta_3 = \frac{(G \cdot \cos \beta - \max P_w) \cdot \tan \varphi + A + Z}{G \cdot \sin \beta} \quad (h_1)$$

Eine Untersuchung gemäß (h₁) hat MAROTZ (1964) bereits veröffentlicht; allerdings sind die dort angegebenen Formelableitungen nicht fehlerfrei.

Man könnte nun noch den Fall untersuchen, daß die Böschungsabdeckung zusätzlich Biegesteifigkeit besitzt; dann wäre bei Berechnungen der Standsicherheit η_2 gegen Abheben noch die Plattenwirkung der Böschungsabdeckung zu berücksichtigen. Bei Asphaltbeton ist eine solche Plattenwirkung bei schnellen Beanspruchungen sicher auch vorhanden, nur ist diese Wirkung in Abhängigkeit von der Belastungsdauer quantitativ nicht sehr sicher erfaßbar. Ganz Entsprechendes gilt bei Asphaltbeton übrigens auch für Druck- und Zugfestigkeit. Deshalb empfiehlt es sich, diese zeitabhängigen Festigkeitseigenschaften nur im Rahmen ihrer qualitativen Einschätzbarkeit zu berücksichtigen. Bei Asphaltbeton wird man z. B. die Biegesteifigkeit nur in Verbindung mit der Wellendruckschlag-Beanspruchung berücksichtigen dürfen, die in der 1/100-Sekunden-Größenordnung liegt. Die Annahme der Längskraftübertragung auf Druck dürfte im Rahmen der Dauer einer Tide zulässig sein, so daß bei Asphaltbeton der Nachweis von η_1 entfallen kann und nur η_2 und $\min \eta_3$ berechnet werden müssen. (Längskräfte werden dann also über Druckbeanspruchung von Stellen ohne vollen Reibungsschluß zwischen Böschungsabdeckung und Deichkernböschung nach solchen mit Standsicherheitsreserven gegen Abrutschen übertragen.) Dabei ist beim Ansatz einer Stützkraft A gemäß Abb. 5 Vorsicht geboten. In der Praxis aufgetretene Schäden bei 1 : 3 geneigten Böschungen mit etwa 15 cm starken Asphaltbetonabdeckungen lassen vermuten, daß eine solche Stützkraft – allerdings bei Dauerbeanspruchung durch Grundwasserüberdruck – nur 2 bis 3 m böschungsaufwärts wirkt; in dieser Höhe sind dann mitunter Aufwölbungen und Faltungen der Böschungsabdeckungen aufgetreten, sofern lediglich Abhebesicherheit, aber keine Abrutschsicherheit zwischen Böschungsabdeckung und Deichkernböschung vorhanden war.

Über die Größe der zu wählenden Sicherheiten gibt es bis heute keine festen Vorstellungen. Man wird diese in Abhängigkeit davon entwickeln müssen, mit welcher Ge-

nauigkeit die Sickerwasserüberdrücke unter den dichten Böschungsabdeckungen ermittelt werden können. Trifft man mangels genauerer Kenntnisse für diese Überdrücke ungünstige Annahmen, wie es bei praktischen Aufgaben häufig geschieht, so wird bei Asphaltbetonabdeckungen $\eta_2 = 1$ und $\min \eta_3 = 1,2$ empfohlen. Bei Kleiabdeckungen sollte wieder $\eta_2 = 1$, jedoch $\min \eta_3 = 1,4$ sein. Bei Pflasterungen mit dicht an dicht versetzten Betonformsteinen, die bei Sandkerndeichen sicherheitshalber als undurchlässig angesehen werden sollten, dürfte es empfehlenswert sein, $\eta_1 = 1$ zu verlangen.

4. Hinweise zur Ermittlung des Sickerwasserüberdrucks unter dichten Böschungsabdeckungen

Die zeitabhängige Ermittlung der nicht-stationären Sickerwasserströmung im Deichkern ist schwierig. Sie ist eine Funktion der wechselnden Außenwasserstände vor dem Deich. Man kann solche Untersuchungen unter Anwendung der rechnerischen Methode der finiten Elemente (EHLERS, 1973) oder mit Analogrechnern (BISCHOFF VAN HEEMSKERK, 1963; SAG ANALOGIETECHNIK IM KÜSTENSCHUTZ, 1970; PEUKERT et al., 1973) ausführen, wobei in jedem Falle die Berücksichtigung des kapillaren Wasserhaltevermögens des Bodens nur ungenau möglich ist. Zur Vereinfachung werden bei der Bemessung dichter Böschungsabdeckungen häufig hinreichend sichere Ansätze auf der Grundlage als stationär betrachteter Grenzzustände der Sickerwasserströmung gemacht, indem man den

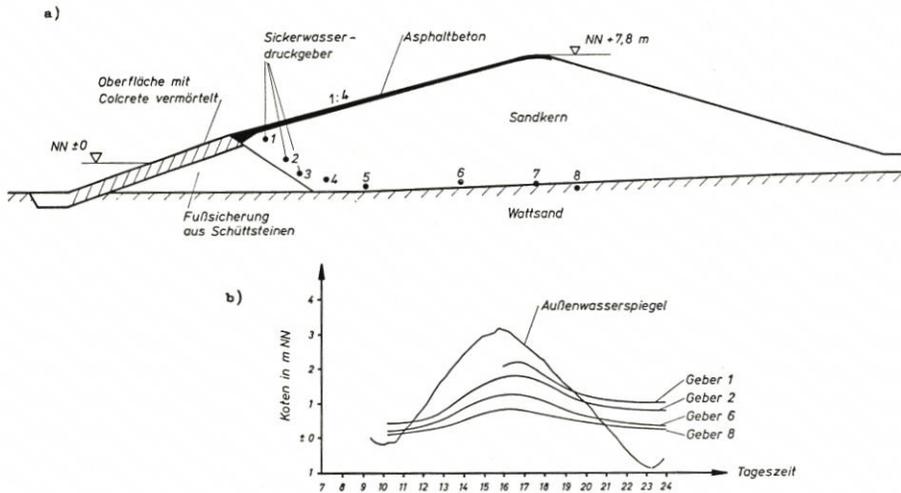


Abb. 6. Korrespondierende Wasserdrücke vor und hinter der Böschungsabdeckung am Ringdeich der Bauinsel für das Eidersperrwerk am 4. 1. 1968
 a) Anordnung der Sickerwasser-Druckgeber im Deichkern
 b) Ganglinie des Außenwasserspiegels und der Sickerwasserdrücke

Sickerwasserspiegel in ungünstiger Lage als konstant betrachtet, während der Außenwasserspiegel fällt (s. Abb. 2). Nur erhält man auf diese Weise besonders bei relativ großer Durchlässigkeit von Deichkern und -untergrund recht unwirtschaftliche Stärken der Böschungsabdeckung. Insofern lohnt sich in diesem Fall eine genauere Abschätzung der in Wirklichkeit zu erwartenden Verhältnisse mit den angegebenen genaueren Verfahren, wobei der Einfluß unsicherer Annahmen durch Alternativwerte – zum Beispiel nach

Abb. 7 – ermittelt werden kann. (Je größer die Durchlässigkeit ist, desto kleiner werden auch der Einfluß des kapillaren Wasserhaltevermögens und der entsprechende Fehler in den instationären Berechnungen!)

Zur Bemessung der Dicke b dichter Böschungsabdeckungen nach den Formeln (e), (g) und (h) des Abschnittes 3 müssen für die fallenden Außenwasserstände vor der Abdeckung die gleichzeitig hinter ihr auftretenden Sickerwasserdrücke Δh in m Wassersäule in der geodätischen Höhe der Außenwasserstände bekannt sein; eine vereinfachte Darstellung von Δh ist auf Abb. 4 für linearen Druckabbau bei der Umsickerung der Böschungsabdeckung angegeben. Dabei ist es ganz wesentlich, zu beachten, daß die geodätische Höhe

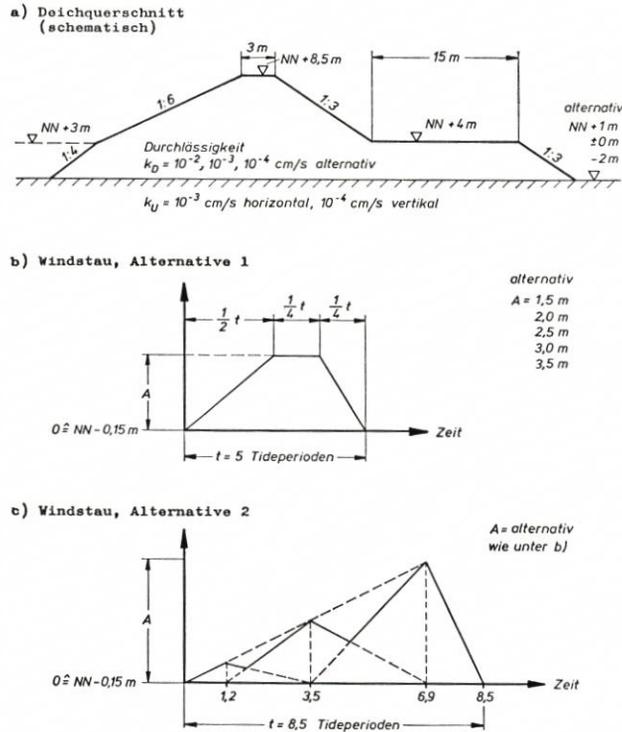


Abb. 7. Beispiel von der deutschen Nordseeküste für Eingabedaten von Sturmflutwasserständen zur Berechnung der Sickerwasserüberdrücke auf eine dichte Böschungsabdeckung des Deichquerschnittes a). Die Windstaualternativen 1 und 2 sind in ungünstigster Zeitkombination einer Sinusgrundschwingung um NN - 0,15 m mit einer Amplitude zwischen NN + 1,6 m und NN - 1,9 m zu überlagern (mittleres Springtidehoch- bzw. -niedrigwasser)

des Außenwasserspiegels nicht mit dem mittleren, sogenannten Ruhewasserspiegel der See vor dem Deich identisch ist, sondern der Außenwasserspiegel nach Ablauf einer Welle, d. h. entsprechend dem Wellental, berücksichtigt werden muß. Insofern sind die auf Abb. 6 angegebenen Meßwerte eines praktischen Beispiels nicht unmittelbar verwendbar; zur Ermittlung von Δh müssen die Differenzwerte zwischen den Ganglinien des Außenwasserspiegels und des Gebers 1 um die halbe Wellenhöhe vergrößert werden. Ähnliche Darstellungen von Meßergebnissen finden sich bei KLEMP (1966) für Hamburger Sandkerndeiche mit Kleiabdeckung und bei PEUKERT et al. (1973) für Ostseedeiche.

Zur Vorausermittlung der Δh -Werte muß eine maßgebende, ungünstige Ganglinie

der Außenwasserstände aufgesucht und idealisiert werden. Für den Fall der Eiderabdämmung sind die entsprechenden Angaben auf Abb. 7 zusammengestellt.

5. Druckschläge von Wellen

In Zusammenhang mit Deichen denkt man an sich zuerst immer an den Einfluß der Druckschläge von Wellen, die bei Sturmfluten auf die Außenböschung auflaufen bzw. aufschlagen. Leider ist diese Beanspruchung bisher nicht sehr gut erfaßbar. Es besteht auch der Eindruck, daß – wo Schäden an dichten Asphaltbetonabdeckungen aufgetreten sind – diese vorwiegend durch den in den ersten Abschnitten behandelten Sickerwasserüberdruck verursacht worden sind. Kleiabdeckungen, Pflasterungen und andere durchlässige Abdeckungen sind jedoch häufig durch Druckschläge von Wellen beschädigt worden. Im folgenden soll daher der jetzige Kenntnisstand, auch wenn er unzureichend ist, kurz beschrieben werden:

Nach FÜHRBÖTER (1966) treten die Druckschläge bei Böschungsneigungen zwischen 1 : 3 und 1 : 6 im Bereich zwischen dem Ruhewasserspiegel und dem Wellental auf, und das Wellental erreicht dabei eine Tiefe bis zur halben Wellenhöhe. Die Druckschläge wirken auf einen mehr oder weniger horizontalen Böschungstreifen von nur wenigen Dezimetern Breite. Ihre Wirkungszeit liegt in der Größenordnung von 1/100 Sekunden. Bei Brecherhöhen von 3 m können nach FÜHRBÖTER bei 1 : 3 geneigter Böschung Druckschläge von 90 m Wassersäule und bei 1 : 6 noch solche von 30 m Wassersäule auftreten, jedoch nimmt die Wahrscheinlichkeit, daß ein solcher Druckschlag den Böschungsbelag trifft und nicht durch eine auf der Böschung von der vorangegangenen Welle noch ablaufende Wasserschicht gemildert wird, mit flacher werdender Böschungsneigung stark ab.

In einem niederländischen Bericht (VOORLOPIG RAPPORT, 1961) wird die Druckschlaghöhe p_{\max} in Abhängigkeit von der Böschungsneigung 1 : n angegeben:

1 : n	H = Wellenhöhe P_{\max}	Bemerkungen
1 : 2	3 H	Laborversuche
1 : 3	4 H ... 5 H	Laborversuche
1 : 4	2,5 H ... 3 H	Laborversuche
1 : 5	2 H	Naturmessung

In diesem Bericht wird die Wirkungsbreite des Wellenschlages zu 0,5 m geschätzt. Außerdem werden im Hinblick auf diese Beanspruchungen Bemessungsüberlegungen für Asphaltbetonbeläge auf der Deichkernunterlage, also für ein Zweischichtensystem, wie es vom Straßenbau her bekannt ist, angestellt. Dem Verfasser ist jedoch aus seiner Praxis bekannt, daß hinsichtlich der Voraussetzungen für die Bemessung solcher kontinuierlicher Decken vor allem Erfahrungen über den Elastizitätsmodul des Deichkernmaterials fehlten. Diese Lücke kann mit den üblichen Plattendruckversuchen kaum geschlossen werden, weil der dynamische Effekt nicht simuliert werden kann.

Zur Dimensionierung von Böschungsabdeckungen aus Klei, Pflaster und dergl. könnten Grundbruchuntersuchungen nach DIN 4017 gemacht werden (Abb. 8). Bisher hat sich das jedoch noch nicht eingebürgert, vermutlich weil die Ausgangsdaten hinsichtlich Druckschlaggröße und -fläche noch nicht sicher genug beurteilt werden können. Hier soll jedoch dafür geworben werden, Zug um Zug mit der Verbesserung unserer Kenntnisse über den Druckschlag auch die Böschungsabdeckungen von Deichen gegen solche örtlichen Beanspruchungen nach den Regeln der technischen Mechanik zu bemessen.

Eine ganz wesentliche Wirkung der Druckschläge besteht vermutlich in der wiederholten örtlichen Scherbeanspruchung des Deichkernbodens in kurzen Zeitabständen (Größenordnung 5 bis 10 Sekunden). Diese Beanspruchung kann zum allmählichen Aufbau

Festigkeit c_u des Klei (Mp/m ²)	D_{zul} (m WS)
2,5	12,9
5	25,8
7,5	38,7
10	51,4

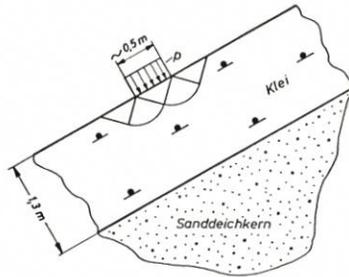


Abb. 8. Grundbruchuntersuchung für eine Böschungsabdeckung aus Klei unter Wellendruckschlag nach DIN 4017, Blatt 1, Vornorm

eines Porenwasserüberdruckes im Boden unter der Böschungsbefestigung führen, sofern dieser wassergesättigt ist. Da die Druckschläge unterhalb des Ruhewasserspiegels auftreten, wird dies häufig zutreffen. Das Porenwasser kann dann unter den sich relativ schnell wiederholenden Druckschlägen nicht so schnell abfließen, wie es zu einer entsprechenden Volumen- bzw. Porenraumverminderung des Bodens erforderlich wäre. Also baut sich unter jedem Wellendruckschlag – wenn der Boden des Deichkernes entsprechend locker und verdichtungsfähig gelagert ist – zusätzlicher Porenwasserdruck Δu auf und summiert sich. Schließlich wird $\tau_f = (\sigma - \Sigma \Delta u) \cdot \tan \varphi' = 0$, d. h., der Boden verliert seine Scherfestigkeit und beginnt zu fließen. Man kennt dieses Bild von Deichen, wo in der Wellendruckschlagzone die Böschung absackt und – sofern ein dichter Asphaltbetonbelag vorhanden ist – sich unterhalb dieser Zone eine Ausbauchung bildet (Abb. 9).

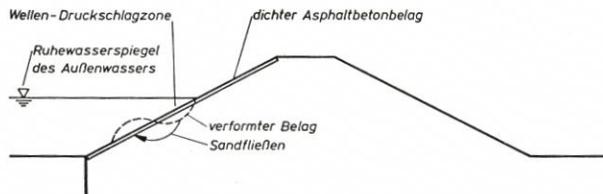


Abb. 9. Verformung der Außenböschung unter Druckschlägen von Wellen durch Sandfließen bei lockerem gelagertem Deichsandkern. Schematische Darstellung

Untersuchungen über den Mechanismus dieser Porenwasser-Überdruckbildung – auch unter Laborbedingungen – sind in den letzten Jahren zur Aufklärung großer Rutschungen bei Erdbeben besonders in den USA angestellt und veröffentlicht worden. Inwieweit dieser Mechanismus bei Seedeichen wirksam wird, läßt sich bis heute nur vermuten. Einzelheiten über die Entstehung solcher aufsummierten Porenwasserüberdrücke infolge Wellenwirkung auf Seebauwerke finden sich bei BJERRUM (1973, S. 347 bis 353) und bei FRANKE und SCHUPPENER (1976). Eine Verbesserung unserer quantitativen Kenntnisse über diese Fragen könnte nur durch Großversuche erzielt werden. Aus der Kenntnis der qualitativen Zusammenhänge muß gefolgert werden, daß der Verdichtung des Sandkernes

von Deichen große Bedeutung zukommt, denn je weniger verdichtungsfähig der Sand ist, desto geringer ist die Gefahr, daß sich gefährliche Porenwasserüberdrücke ausbilden.

6. Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Böschungsabdeckungen

Böschungsabdeckungen von Deichen mit Sandkern, die nicht völlig dicht gegen das Außenwasser an dichten Untergrund angeschlossen werden können, sollten grundsätzlich entweder als offene Abdeckungen, die einwandfrei die Filterbedingungen erfüllen, oder aber als vollkommen dichte Böschungsabdeckungen ausgeführt werden. Zwischenformen, wie sog. halbdurchlässige Abdeckungen, führen zu unberechenbaren Rückstauüberdrücken

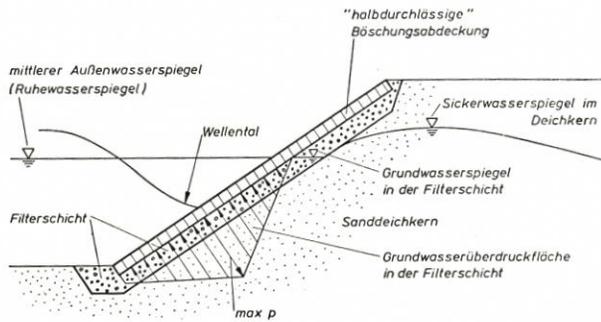


Abb. 10. Grundwasserüberdruck unter einer „halboffenen“ Böschungsabdeckung auf einer Filterschicht, d. h. bei Nichteinhaltung der Filterregeln in der obersten Schicht der Böschungsabdeckung

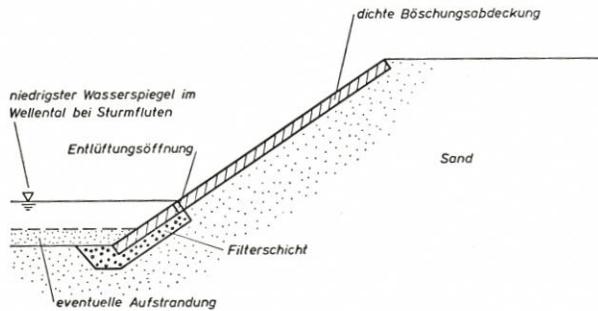


Abb. 11. Filter im Böschungsbereich unter einer dichten Böschungsabdeckung

des aus dem Deichkern austretenden Sickerwassers und sind weder hinsichtlich ihrer Abbruchsicherheit noch ihrer Abhebsicherheit beurteilbar; sie bilden somit ein nicht kalkulierbares Risiko. Dem kann auch nicht dadurch abgeholfen werden, daß man unter solchen „halbdurchlässigen“ Böschungsabdeckungen eine Filterschicht mit Anschluß an das freie Außenwasser anordnet (s. Abb. 10). Solche Maßnahmen haben schon öfter zu Mißerfolgen geführt, weil sich in einer solchen Filterschicht, etwa in Höhe des tideveränderlichen mittleren Außenwasserspiegels, ein Grundwasserspiegel einstellt, und zwar ziemlich unabhängig vom Sickerwasserspiegel im feineren Sand des Deichkernes. Dieser Grundwasserspiegel kann wegen der Reibung des Grundwassers am Korngerüst der Filterschicht aber seine

Lage natürlich nicht so schnell verändern, wie sich der Außenwasserspiegel mit der Wellenperiode ändert. Entsteht vor dem Deckwerk ein Wellental, so bleibt der Grundwasserspiegel in der Filterschicht also auf der Höhe des mittleren Außenwasserstandes, und es tritt ein entsprechender Überdruck des Wassers im Filter auf die „halbdurchlässige“ Böschungsabdeckung ein. Da das Gewicht solcher Abdeckungen unter Auftrieb i. allg. kaum größer als $0,5 \text{ Mp/m}^2$ ist, die Wellentäler vor der Abdeckung aber leicht über 1 m tief reichen und entsprechende Grundwasserüberdrücke von über 1 Mp/m^2 unter der Abdeckung auslösen, ist es nicht überraschend, wenn Schäden auftreten.

Ein Nachteil der offenen und natürlich auch der „halboffenen“ Böschungsabdeckungen ist nach FÜHRBÖTER (1966) darin zu sehen, daß Wellendruckschläge mit 30 bis 90 m Wassersäule Überdruck (s. Abschn. 5) in Fugen und Poren der Abdeckungen unterhalb des mittleren Außenwasserspiegels (Ruhewasserspiegels), wo die Poren der Abdeckung voll wassergesättigt sind, hineinwirken und deren Einzelteile wie eine hydraulische Presse vor allem seitlich auseinandertreiben. (Bei einer aufwärts gerichteten Bewegung – zum Beispiel eines „halboffenen“, verzahnten Deckwerkes aus Formsteinen – entspannt sich ja der Überdruck sofort, selbst wenn diese Bewegung nur sehr klein ist, weil die Dauer des Überdruckes nur in der 1/100-Sekunden-Größenordnung liegt. Allerdings muß in diesem örtlichen Abhebezustand der Böschungsabdeckung die Stützung in Böschungsebene über Längskraftwirkung intakt bleiben.)

Bei ebenen, dichten Böschungsabdeckungen entfällt die Gefahr solcher in die Böschungsebene umgelenkter Druckschlagwirkungen der Wellen, und es hat – wie schon erwähnt – den Anschein, als ob im Falle von Asphaltbetonabdeckungen auf gut verdichtetem Sanduntergrund, sofern Schäden aufgetreten sind, diese nicht durch Druckschläge, sondern durch Grund- bzw. Sickerwasserüberdrücke verursacht worden sind.

Aus den in Verbindung mit Abb. 10 erläuterten Gründen dürfen auch unter dichten Böschungsabdeckungen keine Filterschichten angeordnet werden, es sei denn lediglich bis zu der Höhe, bis zu der bei Sturmflutbeanspruchungen die tiefsten Wellentäler vor der Böschung hinabreichen können (Abb. 11). Solche Filter im Böschungsfußbereich können bei dichten Böschungsabdeckungen die Sickerweglänge mitunter nicht unwesentlich verkürzen und damit die Sickerwasserüberdrücke und die erforderliche Stärke der Abdeckung reduzieren. Bei ihrer Anwendung ist jedoch folgendes zu beachten: Bei Niedrigwasser kann Luft in die Filterstrecke eindringen. Bei steigendem Wasser wird diese Luft unter Druck gesetzt. Bevor die im Filter eingeschlossene Luft in den feineren Sand des Deichkernes entweichen kann, muß der Druck so groß sein, daß die Kapillarität dieses Sandes überwunden wird. Bei Feinsand ist dazu ein Überdruck bis zu einem Meter Wassersäule erforderlich. Es wäre unwirtschaftlich, die Deckwerksstärke für diesen Druck zu dimensionieren, und es ist besser, am oberen Ende des Filters für eine Entlüftungsmöglichkeit zu sorgen. Ein weiteres Problem stellt sich, wenn man berücksichtigen muß, daß am Deckwerksfuß über der am unteren Ende des Filters angeordneten Drainage eine Aufstrandung stattfinden kann. Je nachdem, wie groß man diese Aufstrandung annimmt, wird dann ein Teil des Grundwasserüberdruckes von dem aus dem Filter abfließenden Wasser erst bei der Sickerung durch die Aufstrandung abgebaut. Dieser Druckanteil wirkt dann im Filter als Überdruck auf das Deckwerk. Es ist schwierig anzugeben, ob die mit diesem Vorgang verbundenen Wasserüberdrücke im Filter schon gefährlich werden können oder nicht, weil man das genaue Maß der Aufstrandung i. allg. nicht kennt. In solchen Fällen ist es ratsam, Wasseraustrittsöffnungen in der Böschungsabdeckung über der Filterfläche verteilt anzuordnen.

In diesem Zusammenhang ist eine Bemerkung über Fußspundwände, wie sie z. B. auf den Abbildungen 1 und 2 eingezeichnet worden sind, zu machen. Sie können unumgänglich

sein, wo starke Erosionen vor dem Böschungsfuß befürchtet werden müssen, die mit flexiblen Sinkstück-Konstruktionen nicht mehr gut beherrschbar sind (Daß ihre Stützwirkung bei Asphaltbeton nicht sehr hoch in die Böschung reicht, war schon in Abschnitt 3 besprochen worden.) Die Verlängerung des Sickerweges zwischen Außenwasser und Sickerwasser im Deichkern durch Fußspundwände ist immer als Nachteil zu betrachten, weil die ungünstigsten Sickerwasserüberdrücke ja immer dann entstehen, wenn nach länger dauernden Sturmflut-Hochwasserständen, d. h. bei hohem Sickerwasserspiegel im Deichkern, der Außenwasserspiegel in Verbindung mit einer Windrichtungsänderung besonders schnell fällt. Dann stellt die Spundwand ein zusätzliches Staulement dar, das zusätzliche Abdeckungsstärke erfordert. Druckentlastungsöffnungen in der Größe von Entlüftungsöffnungen der Abb. 11 helfen da – wie Modellversuche gezeigt haben – nicht sehr, es sei denn, man legt sehr große filterstabile Flächen an, da die Durchlässigkeitswerte für Luft und Wasser sich wie etwa 80 zu 1 verhalten.

Im übrigen ist die größte Stützung einer dichten Böschungsabdeckung, d. h. ihre größte Stärke, auch nie am Böschungsfuß erforderlich. Diese ergibt sich wie der größte Sickerwasserüberdruck $\max p$ immer in einer mittleren Höhenlage zwischen höchstem Sickerwasserspiegel hinter der Abdeckung und tiefstem Außenwasserspiegel, wie aus Abb. 12 hervorgeht.

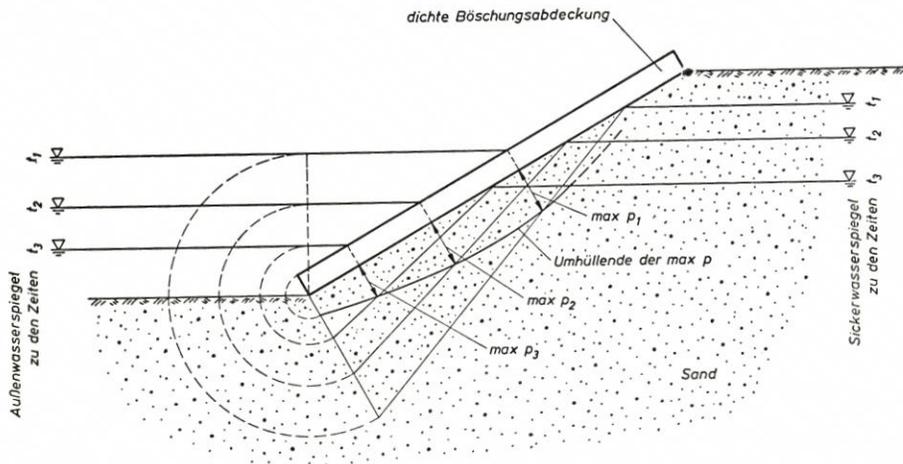


Abb. 12. Ermittlung der maximalen Sickerwasserüberdrücke $\max p$ nach Größe und Ort für korrespondierende Sicker- und Außenwasserspiegellagen

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei der konstruktiven Gestaltung von Böschungsabdeckungen eine Reihe von konträren Forderungen zu berücksichtigen sind. So wäre die an sich wünschenswerte Lösung bei Deichen auf durchlässigem Untergrund, in die unvermeidlich das Außenwasser einsickert, eine durchlässige Böschungsabdeckung, die das bei fallendem Außenwasser aus dem Deichkern wieder austretende Sickerwasser rückstaufrei abführt. Andererseits sollte eine Böschungsabdeckung jedoch keine Poren oder Fugen besitzen, in denen Wellendruckschläge von 30 bis 90 m Wassersäule die Teile der Abdeckung auseinandersprennen können. Wendet man daraufhin dichte Böschungsabdeckungen an, so werden diese bei schnell fallendem Außenwasserspiegel durch den Überdruck vorher in den Deichkern eingesickerten Wassers auf Abheben beansprucht und der Gefahr des Abrutschens auf der Deichkernböschung ausgesetzt. Man muß deshalb von Fall zu Fall unter Berücksichtigung der örtlichen und wirtschaftlichen Bedingungen die geeignetste Lösung

suchen, bei der Vor- und Nachteile in ein annehmbares Verhältnis gebracht werden können. In diesem Sinne wird zum Beispiel im VOORLOPIG RAPPORT (1961) empfohlen, dichte Böschungsabdeckungen nur oberhalb von Mitteltidehochwasser, unterhalb dagegen durchlässige Deckwerke anzuordnen.

7. Schriftenverzeichnis

- ARBEITSKREIS 14 DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU (1975): Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau, 2. Filter. Bautechnik, Heft 12, S. 397.
- BISCHOFF VAN HEEMSKERK (1963): Wasserspannungen unter Asphaltdeckwerken von Deichen. Wasser u. Boden, S. 183.
- BJERRUM (1973): Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea. Geotechnique, S. 319.
- CISTIN (1967): Zum Problem mechanischer Deformationen nicht-bindiger Lockergesteine durch Sickerwasserströmung in Erdämmen. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 2.
- DAVIDENKOFF (1973): Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35.
- EHLERS (1973): Berechnung instationärer Grund- und Sickerwasserströmungen mit freier Oberfläche nach der Methode finiter Elemente. Wasserwirtschaft, H. 2.
- ERB (1965): Die Sickerströmung in Erdstaudämmen geringer Höhe. Mitteilungen aus dem Institut für Wasserwirtschaft und Landwirtschaftlichen Wasserbau der TH Hannover, Heft 7.
- ERCHINGER (1970): Küstenschutz durch Vorlandgewinnung, Deichbau und Deicherhaltung in Ostfriesland. Die Küste, H. 19, 1970.
- FRANKE (1972): Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur, H. 1.
- FRANKE u. SCHUPPENER (1976): Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 41.
- FÜHRBÖTER (1966): Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TH Hannover, H. 28.
- ISTOMINA (1956): Untersuchung der Erosion entlang der Trennfläche zwischen Sand- und Kiesboden (russisch). Sammelband VODGEO, Fragen der Durchsickerung von Wasserbauten, Nr. 2, Moskau.
- KLEMP (1966): Wasserstandsbeobachtung in Deichen. Wasser und Boden, H. 11.
- LIST (1973): Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35.
- MAROTZ (1964): Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der TH Stuttgart, H. 2.
- NAUJOKS (1963): Vorschläge für die Verdichtung von Klei. Wasser und Boden, H. 7, 1963.
- PEUKERT, QUAST u. WEISE (1973): Ergebnisse von Untersuchungen der nichtstationären Filterströmung in und unter Seedeichen. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 4.
- RAGUTZKI (1971): Einige Versuchsergebnisse über Filtereigenschaften von Kunststoffgeweben und deren Verwendung im Lahnungsbau. Jahresbericht 1969, Band XXI, der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney.
- RAGUTZKI (1974): Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Jahresbericht 1973, Band XXV, der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney.
- SAG „Analogietechnik im Küstenschutz“ (1970): Innenprobleme bei dichten Böschungsbefestigungen scharliegender Hochwasserschutzanlagen an der Ostseeküste. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 5.
- VOORLOPIG RAPPORT (1961): Rijkswaterstaat, Direction Waterhuishouding en Waterbeweging. Arbeitsgruppe „Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen“. Hrsgb. v. d. DGEG e. V., Essen.

Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt

Von A. Führböter, R. Köster, J. Kramer, J. Schwitters und J. Sindern

Zusammenfassung

Im Jahre 1972 sind zum Schutz der 2,9 km langen befestigten Uferstrecke vor Westerland/Sylt rund 1 000 000 m³ Sand aus dem Untergrund des Rantum-Wattes vorgespült worden. Das Sanddepot in Form einer Sandbuhne vor dem stark gefährdeten Nordteil der Uferschutzmauer erreichte seewärts eine Länge von etwa 350 m. Schon während der Spülarbeiten formte sich die Sandbuhne in ein Sandhöft um, wodurch große Sandmengen in die nördlich und südlich anschließenden Strandstrecken verlagert wurden. Die gefährdeten Inselfschutzwerte waren nach kurzer Zeit durch eine Sandvorlage gesichert. Die Sandvorspülung hat sich während der ungewöhnlich schweren Sturmfluten des Winters 1973/74 sehr gut bewährt.

Vor, während und nach der Vorspülung wurden umfangreiche hydrologische, topographische, morphologische und sedimentologische Untersuchungen durchgeführt. Sie bestätigten die Erwartungen über die Verteilung des vorgespülten Sandes im Strand- und Vorstrandbereich und ergaben zusätzliche Erkenntnisse für künftige Vorspülungen. Wesentliche Sandverluste über das Riff seewärts sind nicht entstanden. Nachteilige Lee-Erosion konnte an der Sandbuhne nicht beobachtet werden. Dagegen gelang es, während des Winters 1972/73 zusätzlich Sand aus der natürlichen Sandbewegung aufzufangen.

Der aus dem Vorspülbereich abtransportierte Sand wird nach Verminderung auf die Hälfte des ursprünglich vorgespülten Sandes zur Erhaltung der schützenden Wirkung durch Nachspülungen ersetzt werden müssen. Die verschiedenen Möglichkeiten für Nachspülungen werden untersucht und auf ihre Wirtschaftlichkeit geprüft. Als Ergebnis wird empfohlen, den künftigen Inselfschutz vor Westerland auf eine Stranderhaltung durch Nachspülung von Sand abzustellen, der aus dem Gebiet des Rantum-Wattes entnommen wird. Als Form der Vorspülung ist, wie 1972, ein Sandlager in Form einer Sandbuhne anzustreben.

Summary

In 1972 about 1 million m³ sand have been pumped from Rantum Watt as replenishment material to protect a 2,9-km-segment of armoured shore off Westerland/Sylt. The sand reservoir had the shape of a spit normal to the longshore current and could be described as broad, flat sand groyne. It extended 350 m from the shore and was placed in front of the severely threatened northern part of the seawall. Replenishing had not yet been completed when the sand groyne shape was already transformed into a sand peninsula, with large sand volumes moving alongshore to the adjoining beaches. After a short while the threatened shore armoring was safe behind the sand from the reservoir. The sand replenishment has proven its worth in the exceptionally serious storm surge attacks in winter 1973/74.

Before, during and after the replenishment comprehensive hydrologic, topographic, morphologic and sedimentologic surveys were made. They confirmed the predicted distribution of the replenished sand in the beach and foreshore areas, and supplied additional insight useful for future feeder beach projects.

Sand volumes lost by seaward movement across the bar were not substantial. Harmful lee erosion at the sand groyne was not observed. During winter 1972/73 it was even possible to intercept additional sand from the natural littoral transport.

In order to maintain the protective effect the sand lost from the reservoir area will have to be replaced as soon as only half of the original volume is left. Various methods of repeat replenishments have been investigated and checked regarding their economy. The result is a recommendation to protect the island coast at Westerland henceforth by beach conservation using repeated replenishment with sand borrowed from the Rantum Watt area. The feeder beach should be, as in 1972, in the form of a sand reservoir acting as a groyne.

I n h a l t

1.	Einleitung und Aufgabenstellung	25
2.	Ablauf der Vorspülung	28
2.1	Betriebseinrichtung	28
2.2	Spülvorgang	30
3.	Untersuchungen und Beobachtungen zur Sandvorspülung	32
3.1	Art der Untersuchungen und Beobachtungen	32
3.1.1	Hydrologische Untersuchungen	32
3.1.2	Topographische und morphologische Messungen und Beobachtungen	34
3.1.3	Sedimentologische Untersuchungen	35
3.2	Untersuchungsergebnisse	36
3.2.1	Wasserstände	36
3.2.2	Wellenklima im Winter 1973/74	37
3.2.3	Veränderungen in der Strandmorphologie	39
3.2.4	Sedimentologie	39
3.2.4.1	Allgemeines	39
3.2.4.2	Eigenschaften der Sedimente	42
3.2.4.3	Bestandsaufnahme vor der Vorspülung	42
3.2.4.4	Veränderungen der Sedimentverteilung bis 1973 außerhalb des Einflußbereiches der Sandvorspülung	45
3.2.4.5	Vibrocorerkerne	45
3.2.4.6	Einspülung des Kaolinsandes	46
3.2.4.7	Verteilung des eingespülten Kaolinsandes bis zum Sommer 1973	46
3.3	Quantitative Änderungen des Sandvorrates	49
3.4	Halbwertszeit der Strandvorspülung	56
4.	Grundlage für künftige Sandnachspülungen	57
4.1	Häufigkeit der Nachspülungen	57
4.2	Nachzuspülende Sandmengen	58
5.	Grundlagen der künftigen Sandzufuhr	62
5.1	Sandentnahmegebiete	62
5.1.1	Allgemeines	62
5.1.2	Sandentnahme aus dem Gebiet des Salzsandes am Lister Tief	62
5.1.3	Sandentnahme aus dem Flachwassergebiet westlich des Vortrapptiefs	65
5.1.4	Sandentnahme im Seegebiet westlich der Inselmitte von Sylt	66
5.1.5	Sandentnahme aus dem Untergrund des Watts zwischen Sylt und Föhr	69
5.1.6	Sandentnahme aus der Insel	70
5.1.7	Vergleich der möglichen Entnahmegebiete	70
5.2	Sandgewinnung, Sandtransport, Sandeinbau	72
5.2.1	Nutzung seeseitiger Entnahmegebiete	72
5.2.1.1	Sandzufuhr aus dem Gebiet des Salzsandes	72
5.2.1.2	Sandzufuhr aus dem Flachwassergebiet westlich des Vortrapptiefs	72
5.2.1.3	Sandzufuhr aus dem Seegebiet westlich der Inselmitte von Sylt	73
5.2.2	Nutzung des Sandentnahmegebietes im Watt zwischen Sylt und Föhr	77
5.2.3	Nutzung einer Sandentnahme auf der Insel	78
5.2.3.1	Sandentnahme aus einem Baggersee	78
5.2.3.2	Sandentnahme aus dem Rantumbecken	80
5.3	Wirtschaftlichkeitsbetrachtung	81
5.3.1	Allgemeines	81
5.3.2	Kostenermittlungen	82

5.3.3	Ergebnis	84
6.	Schutz der Insel Sylt durch massive Bauwerke	84
6.1	Allgemeines	84
6.2	Buhnen	85
6.3	Deckwerke	85
6.4	Wellenbrecher	87
6.4.1	Überlegungen zur Planung	87
6.4.2	Bauweisen von Wellenbrechern	88
6.4.3	Wellenbrecher vor Westerland	89
7.	Schlußbetrachtung und Empfehlungen für den künftigen Inselchutz vor Westerland	90
8.	Schriftenverzeichnis	94

1. Einleitung und Aufgabenstellung

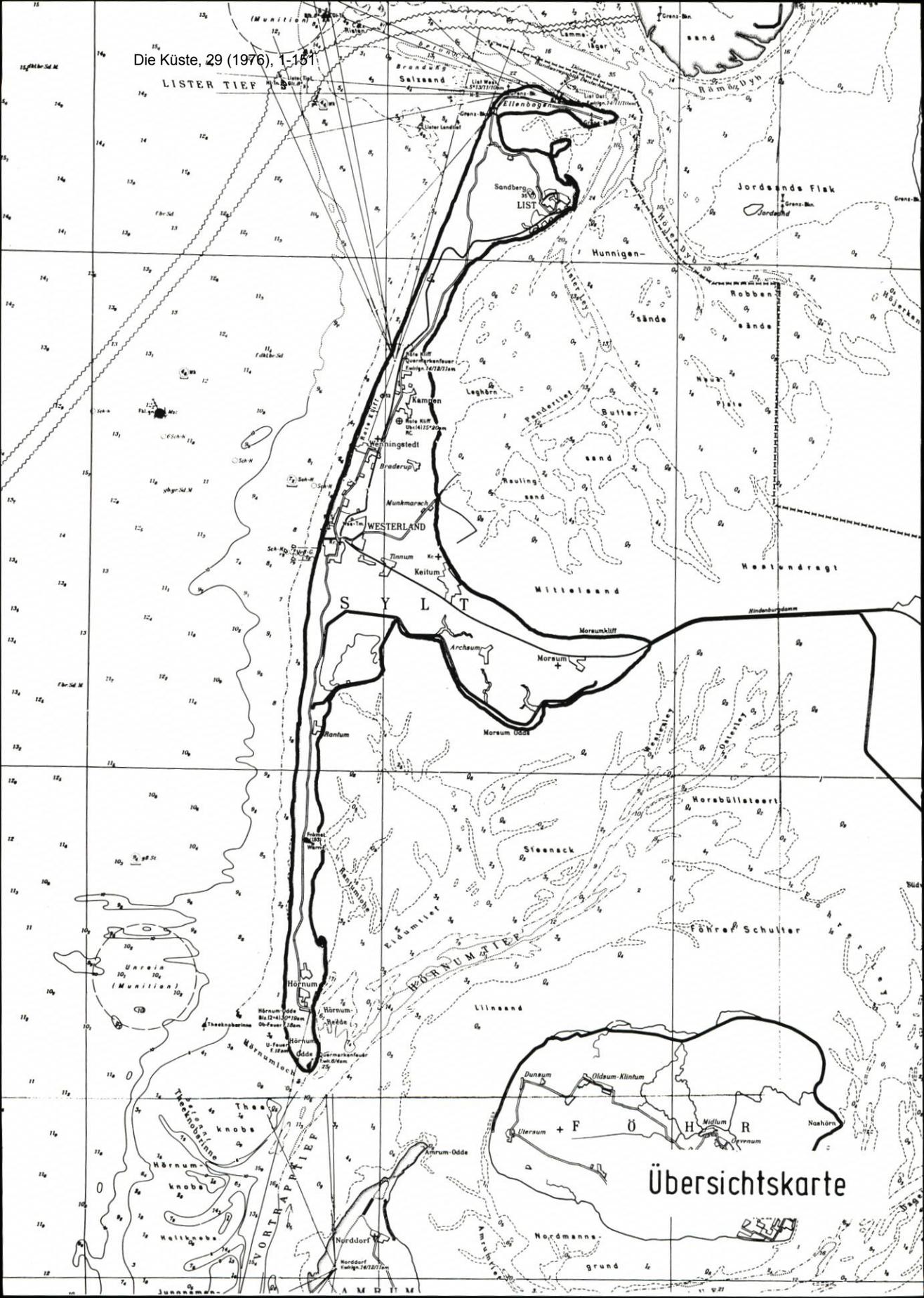
Der ständige Uferabbruch vor *Westerland/Sylt* (Abb. 1) erforderte schon zu Beginn des Jahrhunderts, daß zusätzlich zu den vorhandenen Buhnensystemen eine Ufermauer als Längswerk zum Schutze des Dünenfußes erbaut wurde. Die weitere Erosion des Strandes konnte jedoch damit nicht aufgehalten werden, ebenso vermochten weitere Buhnen den Strandrückgang höchstens zu verzögern, aber nicht zu verhindern. Die Wellenbelastung auf das Längswerk nahm daher, besonders bei Sturmfluten, ständig zu, wobei zeitweise schwere Beschädigungen hingenommen werden mußten. Lee-Erosionen nördlich und südlich der Strandmauer zwangen zur Verlängerung des Längswerkes nach Norden (Deckwerke, Tetrapodenwall) und Süden (Tetrapodenwall).

Zum gegenwärtigen Zeitpunkt sind rd. 2,9 km Uferlänge vor *Westerland* durch Längswerke geschützt, die nun selbst wieder in ihrem Bestand durch drohende Unterspülung und Wellenbelastung gefährdet werden. Diese Gefahr wächst in dem Maße, wie durch die stete Arbeit der Brandung der Strand vor den Längswerken immer mehr ausgeräumt wird. Der Ausräumungsprozeß wird zusätzlich dadurch verstärkt, daß an den scharliegenden Längswerken erhebliche Reflexionen auftreten. Kostspielige Verstärkungen und Fußvorlagen wurden erforderlich, wie die bauliche Entwicklung des Längswerkes im Bereich der 1912 angelegten Ufermauer zeigt (Abb. 2).

Vor einigen Jahren wurde deshalb begonnen, nach neuen Wegen für den Uferschutz durch Strandauffüllung zu suchen. Das Ergebnis war die 1972 ausgeführte Strandauffüllung vor *Sylt*, zu der von der Gutachtergruppe bisher drei Teilgutachten erstellt wurden. Nach einer Einführung, *Veranlassung und Aufgabenstellung*, in der die Vorgeschichte bis zur Beauftragung der Gutachtergruppe *Sylt* behandelt wurde, konnte das Teilgutachten A, *Untersuchungs- und Meßtechnik*, am 28. 11. 1970 abgeschlossen werden, dem das Teilgutachten B, *Vorschläge zur Einspültechnik*, am 3. 2. 1971 folgte. Das Teilgutachten C, *Steuerung der Einspültechnik*, wurde in vier Stellungnahmen am 1. 7. 1971, 10. 6. 1972, 1. 7. 1972 und 25. 9. 1972 abgegeben, die sich sowohl auf die Firmenangebote für die Sandvorspülung vor *Westerland* wie auf die Beratung in der technischen Durchführung und deren Verbesserung sowie Ergänzung auf Grund verschiedener örtlicher Besprechungen während des Jahres 1972 bezogen.

Nach Abschluß der Vorspularbeiten sind rd. zwei Jahre vergangen. Insbesondere war die Vorspülung während der Monate November/Dezember 1973 extremen Wetterbedingungen ausgesetzt. Eine vorläufige Beurteilung des Ergebnisses der Vorspülung, wie sie von vornherein mit dem Teilgutachten D, *Beurteilung der Sandvorspülung*

LISTER TIEF



Übersichtskarte

nach ihrer Fertigstellung, geplant war, ist deshalb möglich. Dies um so mehr, als ein Erfolg der Sandvorspülung allein dadurch gegeben ist, daß an den Uferschutzwerken (Deckwerken und Bühnen) während der sehr schweren Sturmfluten des Winters 1973/74 keinerlei Schäden entstanden.

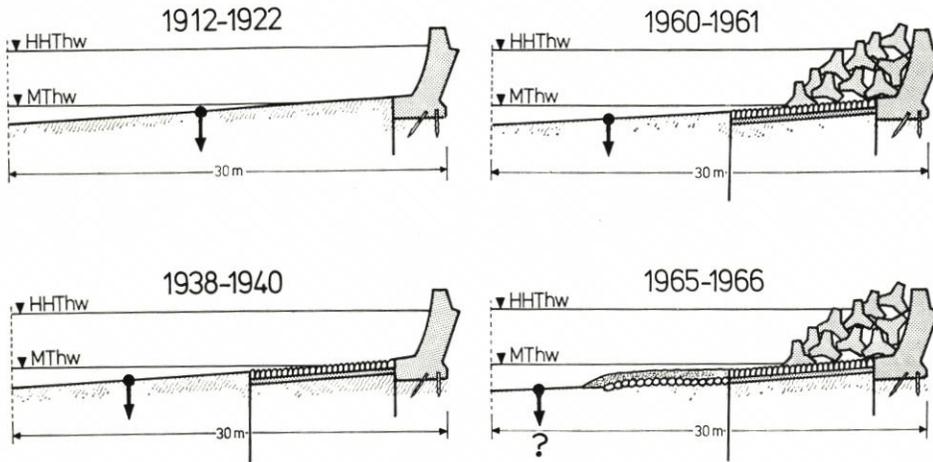


Abb. 2. Ufersicherung vor Westerland/Sylt

Eine erste vorläufige Beurteilung der Sandvorspülung wurde bereits am 15. 1. 1974 in dem Vorbericht zum Ergebnis der Sandvorspülung vor Westerland 1972 gegeben, in dem auch die Fragestellungen angegeben sind, auf die im Teilgutachten D besonders eingegangen wird.

Das Teilgutachten D bringt Wiederholungen aus den Teilgutachten A und B, soweit diese notwendig sind, die Vorgänge zu erläutern, ohne daß ständig auf die anderen Teilgutachten zurückgegriffen werden muß. Angestrebt wird, das Gesamtproblem der Sandvorspülung geschlossen darzustellen.

Bemerkt werden muß bereits an dieser Stelle, daß auf Grund der allgemeinen öffentlichen Anerkennung der Vorspülung Vorschläge gemacht worden sind, andere Uferstrecken der Insel Sylt durch Sandvorspülung zu sanieren, ohne daß aber die im Zentralabschnitt der Insel vor Westerland gewonnenen Ergebnisse und Erfahrungen auf andere Uferstrecken übertragen werden können. Eine unkritische Übernahme der vor Westerland gewonnenen Erfahrungen ist mit erheblichen Risiken verbunden.

Als Aufgabenstellung für das Teilgutachten D ergibt sich:

- kritische Stellungnahme zum Ablauf der Sandvorspülung,
- Beurteilung des Erfolges der Sandvorspülung,
- Bewertung der Untersuchungen und Beobachtungen vor, während und nach der Sandvorspülung,
- Ermittlung der Häufigkeit der Sandnachspülungen zur Stranderhaltung und der jeweils erforderlichen Sandmengen,
- Untersuchung der Möglichkeiten der Sandgewinnung und des Sandtransportes sowie des Einbringens am Strand,
- Überlegungen zur technisch günstigsten und damit wirtschaftlichsten Lösung der Sandvorspülung zur Stranderhaltung,
- Wirtschaftlichkeitsvergleich zwischen dem Uferschutz durch Sandvorspülung oder durch massive Schutzwerke und deren Unterhaltung.

Die Ergebnisse der Untersuchungen und Überlegungen des Teilgutachtens D sind in Empfehlungen für die weitere Stranderhaltung vor *Westerland/Sylt* zusammengefaßt.

2. Ablauf der Vorspülung

2.1 Betriebseinrichtung

Auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung des Marschenbauamtes Husum (MBA, jetzt Amt für Land- und Wasserwirtschaft, ALW) erhielt die Firma Dr.-Ing. RATHJENS, Hamburg, nach Abstimmung mit den Gutachtern den Auftrag für die Sandvorspülung vor *Westerland*.

Die insulare Lage der Baustelle stellte besondere Anforderungen an die Einrichtung, den Betrieb und den Abbau der Baustelleneinrichtung (Abb. 1).

Der Gerätepark hatte rd. 1 Mio. m³ Kaolinsand aus einer Entnahme im *Rantum-Watt* zur Einbaustelle am Strand vor *Westerland* hydraulisch zu fördern. Vorher war jedoch eine für die Vorspülung ungeeignete Deckschicht auf dem Watt seitlich der Entnahme abzulagern. Die Saugbagger „Harald“ und „Peter“ baggerten, von See kommend, zunächst eine Rinne bis zur Sandentnahmestelle im Watt rd. 1200 m südlich des *Nössedeiches*. Von dort stellte ein dritter Saugbagger „Torsten“ eine etwa 600 m lange Rinne von der Entnahmestelle bis zum Liegeplatz des Saugbaggers „Peter“, etwa 500 m vor dem *Nössedeich*, her, der dort als Zwischenpumpstation diente (Abb. 3).

Die Spülrohre transportierte die Bundesbahn über den *Hindenburgdamm* bis zum *Bahnhof Westerland*; von dort brachten Lastkraftwagen über das Straßennetz der Insel die Rohre zum Einbau in die Rohrtrasse. Die Rohre für die 1 km lange Spülleitung vom *Nössedeich* bis zur Zwischenpumpstation Z 1 (Bagger „Peter“) und weiter bis zum nördlichen Rand der Entnahme mußten über Deichrampen ins Deichvorland gefahren werden.

Die Länge der Spülleitung betrug von der Entnahmestelle bis zum Spülfeld rd. 7 km; dabei mußte die Dünenkette mit einer Höhe von rd. NN + 20,0 m überquert werden. Wegen dieser großen Entfernung und wegen der zu überwindenden Dünenkette waren drei Zwischenpumpstationen erforderlich (Abb. 3).

Der in der Entnahme eingesetzte Saugbagger „Torsten“ förderte das Baggergut, den Kaolinsand, mit einer Leistung von 1500 PS über eine rd. 1200 bis 1600 m lange Spülleitung zur 1. Zwischenpumpstation, dem Saugbagger „Peter“. Dieser drückte es mit einer Leistung von 2200 PS über eine Entfernung von rd. 1900 m weiter zur 2. Zwischenpumpstation Z 1. Mit einer Leistung von ebenfalls 2200 PS förderte diese das Spülgut über eine 2000 m lange Leitung zur 3. Zwischenpumpstation Z 2. Deren Leistung von 3000 PS reichte voll aus für die Förderung des Kaolinsandes durch eine rd. 1700 m bis 1950 m lange Leitung über den Dünenrücken auf das Spülfeld vor *Westerland*. Mit Ausnahme der dieselbetriebenen 1. Zwischenpumpstation, Saugbagger „Peter“, waren andere mit elektrisch angetriebenen Pumpen ausgerüstet.

Der Treibstoff für den dieselbetriebenen Saugbagger wurde über See mit einem Bunkerboot aus *Emden* angeliefert. Für die Versorgung der elektrischen Zwischenpumpwerke (Betriebsspannung 6000 V) mußte eine 20 000-V-Freileitung von *Keitum* zum *Nössedeich* gezogen werden. Auch die Trafostation in *Keitum*, in der die Spannung von 60 000 auf 20 000 V transformiert werden mußte, war neu zu installieren.

Eine wichtige Voraussetzung für ein optimales Zusammenwirken des Saugbaggers in

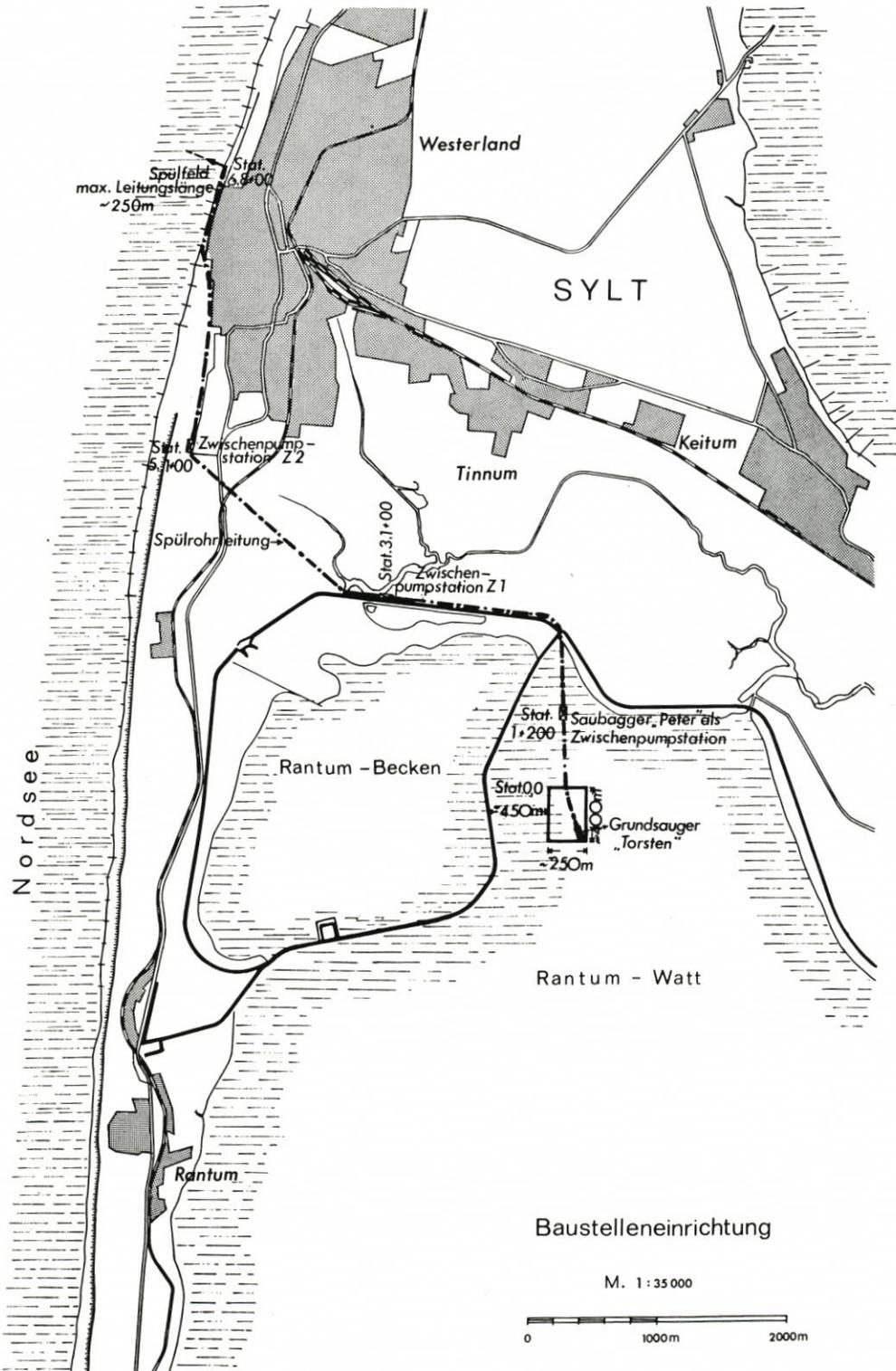


Abb. 3

der Entnahmestelle und den Zwischenpumpstationen waren gute Nachrichtenverbindungen. Deshalb war der Saugbagger „Torsten“ in der Entnahme über getrennte Sprechleitungen mit den einzelnen Zwischenpumpstationen verbunden. Außerdem war das Spülfeld und der Saugbagger „Peter“ an das öffentliche Telefonnetz angeschlossen.

Der als Zwischenpumpstation eingesetzte Saugbagger „Peter“ steuerte die anderen Zwischenpumpstationen und den Saugbagger „Torsten“ in der Entnahme zentral, indem die Werte der Schalt- und Anzeigetafeln per Fernseher über Kabel übertragen wurden. Die Daten des Entnahmegerätes und der einzelnen Zwischenpumpstationen konnten ständig von einer Stelle überwacht und der Saug- und Förderbetrieb gesteuert werden.

2.2 Spülvorgang

Die Vorspülung verlief entsprechend der Planung ohne Umstellungen in der Baustelleneinrichtung. Der Spülbetrieb lief entgegen den ursprünglichen Erwartungen ohne große Schwierigkeiten an, wie auch das Zusammenspiel von Saugbagger und Zwischenpumpstationen gut erreicht werden konnte.

Das Vorstrecken der Spülrohrleitung auf dem Spülfeld war durch die Form der vorgespülten Sandbühne besonders einfach und wenig arbeitsintensiv. Normalerweise waren dafür nur eine Planierraupe und zusätzlich ein Mann eingesetzt. Der Spülrohrauslauf wurde beim Vorstrecken auf der Sandbühne jeweils so gerichtet, daß brandungsbedingte Sandverluste ausgeglichen werden konnten. Bei starkem Seegang mußte die Leitung gelegentlich wieder verkürzt werden.

Die Leistung der Spüleinrichtung wurde durch einen Konzentrationsmesser der Firma IHC überwacht. Nach anfänglich fehlerhafter Anzeige wurde das Gerät von der IHC justiert und arbeitete dann, wie durch Aufmaß ermittelt, mit einer Genauigkeit von $\pm 5\%$. Neben der Konzentration wurden gleichzeitig die sekundliche Durchflußmenge und mit einem Zählwerk der Durchsatz angezeigt. Die Durchflußgeschwindigkeit betrug im Mittel rd. 3,8 – 4,2 m/sek.

Nach Abschluß der Vorspülung konnten die schwimmenden Geräte nur bei Springtiden zurücktransportiert werden, weil die bei der Anfahrt gebaggerten Rinnen zu den Liegeplätzen stark verschlickt waren. Nach Abbau der Spülrohrleitung mußten die durch den Transport beschädigten Straßen und insbesondere der *Nössedeich* im Bereich der Rampen wieder instandgesetzt werden.

Die Verwendung eines Saugbaggers als Zwischenpumpstation hat sich als sehr aufwendig erwiesen; wirtschaftlicher wäre der Einsatz eines landfesten Zwischenpumpwerkes gewesen. Auch die Lage der Zwischenpumpstationen Z 1 und Z 2 in der Förderleitung ließe sich verbessern. Insbesondere konnte die 3. Zwischenpumpstation Z 2 mit 3000 PS installierter Leistung nie voll ausgefahren werden, weil der abschließende Spülstrang zu kurz war.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Vorspülung planmäßig, ohne bemerkenswerte Vorkommnisse verlief. Mit der angewandten Spültechnik und der eingesetzten Baustelleneinrichtung konnte der Vorspülvorgang jederzeit sicher beherrscht werden. Das Verfahren hat sich bewährt und läßt sich in Einzelheiten noch verbessern.

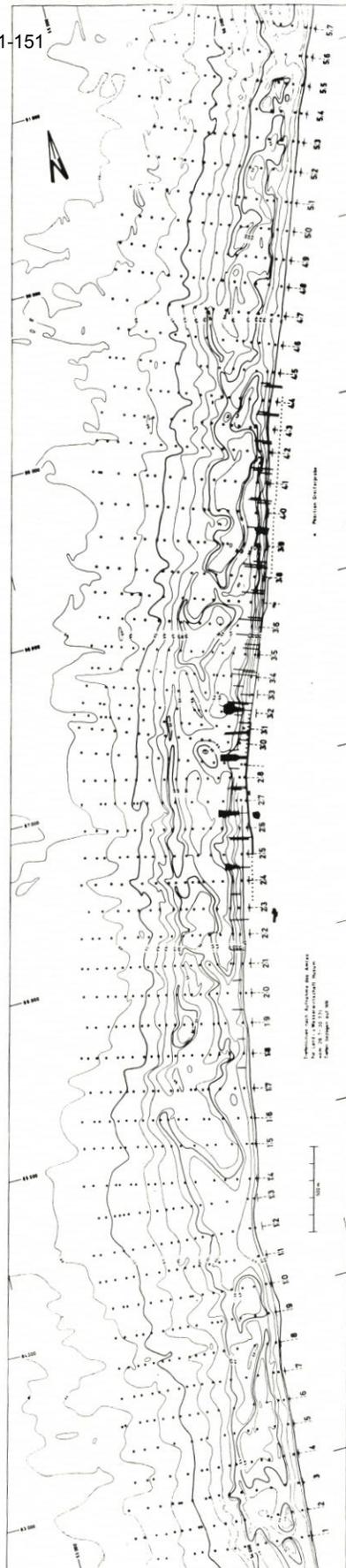


Abb. 4. Profil- und Probenkarte

3. Untersuchungen und Beobachtungen zur Sandvorspülung

3.1 Art der Untersuchungen und Beobachtungen

Im Jahre 1971 wurde vom MBA Husum, jetzt ALW Husum, ein umfangreiches Meßprogramm begonnen, wofür das Teilgutachten A, Untersuchungs- und Meßtechnik, die Grundlage bot. Als sogenannte Bestandsaufnahme wurde mit den verschiedensten Meß- und Untersuchungsverfahren bereits vor Beginn der Vorspülung begonnen. Danach begleiteten weitere Untersuchungen die Vorspülung und wurden zeitlich darüberhinaus bis zum Frühjahr des Jahres 1974 fortgesetzt, um jederzeit die Auswirkung der Baumaßnahme auf den unmittelbar betroffenen Bereich einwandfrei und vollständig meßtechnisch erfassen zu können.

Das Meßprogramm umfaßte:

- a) hydrologische Beobachtungen, Messungen und Untersuchungen,
- b) topographische und morphologische Messungen und Beobachtungen und
- c) sedimentologische Untersuchungen.

Ergänzt wurden diese Meßprogramme durch gleichzeitige Untersuchungen des Lehrstuhls für Hydromechanik und Küstenwasserbau der Technischen Universität Braunschweig mit seiner Außenstelle Sylt sowie des Geologisch-Paläontologischen Instituts und Museums der Universität Kiel. Außerdem konnten die meteorologischen Beobachtungen des Instituts für Bioklimatologie in Westerland der Universität Kiel zur Beurteilung der vorgenannten Untersuchungen herangezogen werden.

Im Jahre 1971 wurden zunächst die Standlinien, Haupt- und Meßprofile im einzelnen festgelegt, um später alle Messungen, Beobachtungen und sonstige Untersuchungen auf die Profillinien ausrichten zu können.

Das Untersuchungsgebiet erstreckt sich über 9 km, und zwar jeweils 4,5 km südwärts und nordwärts von *Westerland*. Baken am Strand und auf der Düne markierten in dem vorgenannten Gebiet eine Standlinie, senkrecht dazu 57 Profile (Abb. 4). Die Schiffbarkeit zwischen den Bühnen oder ihren Resten bestimmte den Abstand der Profile – im Mittel 158 m – voneinander.

3.1.1 Hydrologische Untersuchungen

Von der Gutachtergruppe wurden im Teilgutachten A die nachfolgend aufgeführten Beobachtungen und Untersuchungen empfohlen:

1. Wellenmessungen
2. Brandungsbeobachtungen
3. Wellenbefliegungen
4. Brandungsströmungsbeobachtungen
5. Schwimmermessungen
6. Dauerstrommessungen
7. Wasserstandsmessungen
8. Wasserstandsbeobachtungen
9. Strandversatzbeobachtungen

Die vorgenannten Beobachtungen und Messungen waren zum großen Teil regelmäßig möglich. Die Lage der Meß- und Beobachtungspunkte ist in den Abbildungen zu den Teilgutachten A und B angegeben.

Zu 1. Wellenmessungen

Als Grundlage für die Durchführung der täglichen Wellenmessungen und Strandbeobachtungen wurden vom Lehrstuhl für Hydromechanik und Küstenwasserbau der TU Braunschweig im Oktober 1971 zunächst ein Meßprogramm aufgestellt und Richtlinien für die laufende Auswertung ausgearbeitet.

Für die Seegangsmessungen war ein Meßprofil bis zu einer Entfernung von 1280 m vor der Küste, etwa 1 km südlich der geplanten Sandbühne, ausgewählt worden. An den einzelnen Meßstellen wurden verschiedene elektronische Meßgeräte ausgelegt, wie Ultraschall-Wellenschreiber, elektromagnetische Strömungsmeßgeräte, Druckwandler und Pegel nach dem Echolotprinzip (Einzelheiten s. DETTE, 1974a).

Mit diesem Wellenmeßprogramm wurde am 1. 11. 1971 begonnen. Im ersten Winter konnten bis zum 31. 1. 1972, Beginn einer ruhigen Wetterlage, insgesamt 80 Wellenmessungen bei Thw und Tnw ausgeführt und ausgewertet werden.

Vor Beginn des Winters 1972/73 wurde auf Grund der Erfahrungen des Vorwinters ein überarbeitetes Wellenmeßprogramm vorgeschlagen, um bei verschiedenen Wetterlagen ein Optimum an Meßdaten sammeln zu können. In diesem Winter waren dann rund 180 Wellenmessungen bei signifikanten Wellenhöhen $H_s > 0,3$ m möglich.

Zu 2. Brandungsbeobachtungen

Für die Brandungsuntersuchungen und -beobachtungen wurden in dem vorgenannten Meßprofil in Abständen von je 20 m Stahlrohre mit der Oberkante auf NN + 5 m zwischen der Station 0 m (Dünenfuß) und 100 m im Jahre 1971 eingespült, an denen visuelle Beobachtungen angestellt wurden. Hierzu war ein ausführliches Untersuchungsprogramm zur Erfassung von etwa 10 Parametern erstellt worden. Die vorwiegend im Winter 1971/72 möglichen visuellen Beobachtungen – als noch alle Pfähle vorhanden waren – haben erkennen lassen, daß wertvolle Daten für die Beurteilung anderer Untersuchungen gewonnen werden konnten.

An Brandungs- und Strandbeobachtungen wurden ausgeführt:

1971/72	144 Beobachtungen
1972/73	155 Beobachtungen
1973/74	153 Beobachtungen

Zu 3. Wellenbefliegungen

Im Jahre 1972 waren bei verschiedenen Sturmweatherlagen Wellenbefliegungen möglich. Für die Auswertung wurden die Wellenregistrierungen mit dem 3fach-Schreiber (Ultraschallprinzip) herangezogen.

Zu 4. Brandungsströmungsbeobachtungen

Im Sommer 1972 hat die Hubschrauber-Seenotstaffel der Bundeswehr im Rahmen einer Seenotübung Farbmarkierungen im Brandungsbereich abgeworfen, die nach Zeit und Weg verfolgt wurden. Eine Vielzahl von Brandungsstrommessungen im ufernahen Bereich wurde mit Hilfe eines Induktionsströmungs-Meßgerätes auch im Rahmen eines Forschungsvorhabens „Energieumwandlung in Brandungszonen“ durchgeführt und mit zur Auswertung herangezogen.

Zu 5. Schwimmermessungen

Die Tafelkreuzschwimmer in besonders schweren Ausführungen haben sich als sehr windanfällig erwiesen, obwohl der Schwimmkörper nur 30 cm über die Wasseroberfläche herausragte, so daß es schwierig war, exakte Strömungsbahnen zu messen. Wegen der großen Zielweite war es nicht möglich, kleinere Auftriebskörper für diese Schwimmer zu verwenden. Deshalb wurden kleinere Schwimmkörper (sich kreuzende quadratische Tafeln von 0,50 m × 0,50 m mit hölzernen Auftriebskörpern) gefertigt, die von einem Boot verfolgt werden können, wobei für die Ortsbestimmung das den Schwimmer begleitende Boot eingemessen wird.

Zu 6. Dauerstrommessungen

Versuche mit Schaufelrad-Dauerstrommessern im Sommer 1971 im Meßbereich haben nur wenige Ergebnisse geliefert, da diese Geräte anfällig gegen Seegang und Sandtrieb sind. Auch hat sich ihre Wartung als aufwendig herausgestellt. Ebenso erwies sich der Einsatz von Wattdauerstrommessern als sehr schwierig.

Für Strömungsmessungen (Tideströmungen und Winddriftströmungen an der Oberfläche) wurden vom MBA Husum Ende 1972 zwei Flügelmeßgeräte beschafft, die von festverankerten Booten einsetzbar waren. Auf den Meßpunkten wurde bei verschiedenen Wetterlagen die Strömung (Richtung und Geschwindigkeit) über eine volle Tide in zeitlichen Abständen von rd. 30 Min. in 5 Stufen über die Tiefe gemessen, und zwar gleichzeitig in der Rinne bzw. am Riff vor der Sandbuhne und im Wellenmeßprofil.

Zwei weitere stationäre elektromagnetische Strömungsmeßgeräte lagen an den Stationen 225 m (in der Rinne zwischen Riff und Strand) sowie bei Station 940 m (am seeseitigen Riffhang) aus, und zwar so, daß das eine etwa die küstennormale und das zweite etwa die küstenparallele Komponente der Orbitalströmung registrierte. Diese Geräte liefen simultan mit den Wellenmessern nach einem gemeinsamen Meßprogramm.

Zu 7. Wasserstandsmessungen

Der im Jahre 1971 am Strand vor *Westerland* erstellte Schreibpegel (Schwimmerprinzip) erbrachte nur unbefriedigende Ergebnisse (Einfluß der Brandung). Seine Wartung war schwierig, und das Rohr wurde im Winter 1971/72 zerstört. Aus diesen Gründen wurde ein Pegel nach dem Ultraschall-Prinzip beschafft und am äußersten Ende des Wellenmeßprofils aufgebaut. Die Meßdaten werden noch heute über ein Kabel in den Meßraum auf dem Bauhof übertragen. Das Gerät kann sowohl als Wasserstandsschreiber als auch als Wellenschreiber arbeiten.

Zu 8. Wasserstandsbeobachtungen

An der Westseite der Insel Sylt vor *Hörnum*, *Rantum*, *Kampen* und *List* standen im Sommer 1972 einfache Pegellatten, die bei ruhiger Wetterlage über eine ganze Tide synoptisch abgelesen wurden, um Aufschluß über die Spiegelhöhdifferenzen längs des Weststrandes zu verschiedenen Tidephasen zu erhalten.

Zu 9. Strandversatzbeobachtungen

Um aus den Geschwindigkeiten des Wassers in der Wellenauflaufzone auf die Verdriftung des Sandes zu schließen, wurden mit Wasser gefüllte Tischtennisbälle bzw. Wasserflaschen benutzt.

3.1.2 Topographische und morphologische Messungen und Beobachtungen

Als sog. Bestandsaufnahme wurden im Jahre 1971 der trockene und nasse Strand (oberhalb der MTnw-Linie) tachymetrisch und der Vorstrand (unterhalb der MTnw-Linie) mit Hilfe von Lotungen vermessen und das Ergebnis in einem Tiefenplan im Maßstab 1 : 2500 dargestellt. Zusätzlich zu den Querprofilen wurden ab Sommer 1972 auch viele Längsprofile vermessen, um die Morphologie des Meeresbodens genauer erfassen zu können.

Der Ausgangszustand für die Sandvorspülung wurde mit der Peilung vom 21. 4. 1972 erfaßt. Es folgten zwei weitere Peilungen im Sommer 1972. Nach Beendigung der Sandvorspülung im Oktober 1972 führte das MBA Husum am 11. 10. 1972 eine Schlußpeilung aus. Danach konnten trotz des stürmischen Winters noch zwei Winterpeilungen am 20. 12.

1972 und am 13. 3. 1973 angestellt werden. Am 17. und 18. 5. 1973 wurde dann die große Frühjahrspeilung unternommen, die den ersten Aufschluß gab, wie weit sich die Sandmengen nach Norden und Süden ausgebreitet haben. Zusätzlich waren 1973 noch zwei weitere Peilungen möglich. Die letzte für die Beurteilung benutzte Peilung fand am 28. 2./1. 3. 1974 statt, d. h., es wurde der Einfluß der Sturmflutkette von November/Dezember 1973 erfaßt.

Der Strandbereich der Sandbuhne wurde während der Vorspülung täglich einmal zur Niedrigwasserzeit vermessen und bei ruhigen Wetterlagen durch Peilungen des Unterwasserbereiches ergänzt. Um die Massen der in der Vorspülung jeweils enthaltenen Sandmengen vergleichen zu können, wurden ein Längsprofil in der Achse der Vorspülung und dazu Querprofile ständig eingemessen und in einem Lageplan im Maßstab 1 : 1000 dargestellt.

Ergänzt wurden diese Messungen durch Strandaufnahmen, z. T. vom Dach des mittleren Hochhauses in *Westerland*. Die Häufigkeit der Aufnahmen während der Vorspülung richtete sich nach dem Umfang der Veränderungen an der Sandbuhne.

3.1.3 Sedimentologische Untersuchungen

Die geologischen Untersuchungen von Mai 1971 bis Ende 1973 sollten Aussagen über die Wechselwirkung zwischen dem eingespülten Sandkörper und den wirksamen Kräften ermöglichen. Die im Teilgutachten A vorgeschlagenen Arbeiten wurden in vollem Umfange ausgeführt und dort, wo es sich aus dem Gang der Untersuchungen als ratsam erwies, ergänzt.

Die Untersuchungen gliederten sich in:

1. Oberflächenproben vom Strand und Vorstrand
2. Gefügeuntersuchungen
3. Leitstoffmessungen

Zu 1. Oberflächenproben vom Strand und Vorstrand

Zur Bestandsaufnahme vor Beginn der Vorspülung wurden im Jahre 1971 etwa 950 Oberflächenproben vom Strand und Vorstrand von Hand oder mit Backengreifern genommen und analysiert. Während der Vorspülung 1972 folgte eine Vergleichsserie ähnlichen Umfangs und 1973 eine Bestandsaufnahme nach der Vorspülung. Feldgeologische Beobachtungen begleiteten 1972 den Einspülvorgang, wobei die Sortierung des Spülgutes durch Probenentnahme in einem Rasternetz bestimmt wurde.

Am Strand wurden 1-3 Proben je Profil aus den oberen 5 cm des Sandes entnommen. Die Proben aus dem Seebereich barg ein Van-Veen-Greifer von Bord des Schlepp- und Vermessungsschiffes „Oland“ des MBA Husum. Die Entnahmepunkte konnten nicht an der Morphologie orientiert werden, da Tidenströmungen und Wind die Manövrierfähigkeit des Schiffes stark behinderten. Diesen Nachteil glich ein sehr enges Probenetz aus. Die Greiferproben lagen im Abstand von 50 m. Es wurde angestrebt, die Proben möglichst aus den Profilen zu entnehmen. Das Trockengewicht betrug etwa 2 kg/Probe.

Folgende Proben sind entnommen worden:

946 Greiferproben	vom 14. 6.-19. 9. 1971
944 Greiferproben	vom 18. 7.-4. 10. 1972
269 Bühnenstrandproben	16./17. 1. 1973
(im Strandbereich der Vorspülung	am 27. 2. 1973
zwischen den Profilen 26 und 35)	am 18. 4. 1973
855 Greiferproben	vom 22. 5.-29. 6. 1973

Zu 2. Gefügeuntersuchungen

Um den Aufbau der Schichtenfolgen und die Gefüge zu bestimmen, konnten die ersten Kerne mit dem Vibrocorer 1971 vom Schlepp- und Vermessungsschiff „Oland“ gezogen werden. Das Vibrokammer-Kernergerät wurde 1972/73 wegen der besseren Eignung des Schiffes von Bord des Hilfstonnenlegers „Hildegard“ eingesetzt. Die hier verwendeten Kernkästen hatten einen Querschnitt von 10×10 cm und eine Länge von 2 m oder 3 m.

Nach Abschluß der Vorspülarbeiten wurden noch folgende Kerne gezogen:

- 16 Vibrocorerkerne am 9. 10. 1972
- 31 Vibrocorerkerne am 26. und 27. 9. 1973

Zu 3. Leitstoffmessungen

Die im Herbst 1970 ausgebrachten radioaktiven Leitstoffe wurden im Mai/Juni 1971 mit neu entwickelten Meßgeräten und nach einem neuen Verfahren weiter verfolgt. Infolge des Verfalls der Isotopen und der starken Ausbreitung und Vermischung des markierten Sandes wurden auf weitere Messungen der 1970 ausgebrachten Aktivität verzichtet.

Zur Beobachtung der Ausbreitung des Sandes wurden 1970 außerdem Luminophoren (lumineszent markierter Seesand) eingesetzt. Der Vorteil ist, daß für dieses Meßverfahren kein speziell geschultes Personal erforderlich ist und sich bei der Analyse außerdem ein zweifaches Meßergebnis ergibt, nämlich Siebanalysen und Luminophorenauszählung.

3.2 Untersuchungsergebnisse

3.2.1 Wasserstände

Weil Messungen der Wasserstände im Untersuchungsbereich vor Westerland nicht für den gesamten Untersuchungszeitraum vorliegen, wird für die folgenden Betrachtungen der Pegel Hörnum/Sylt herangezogen.

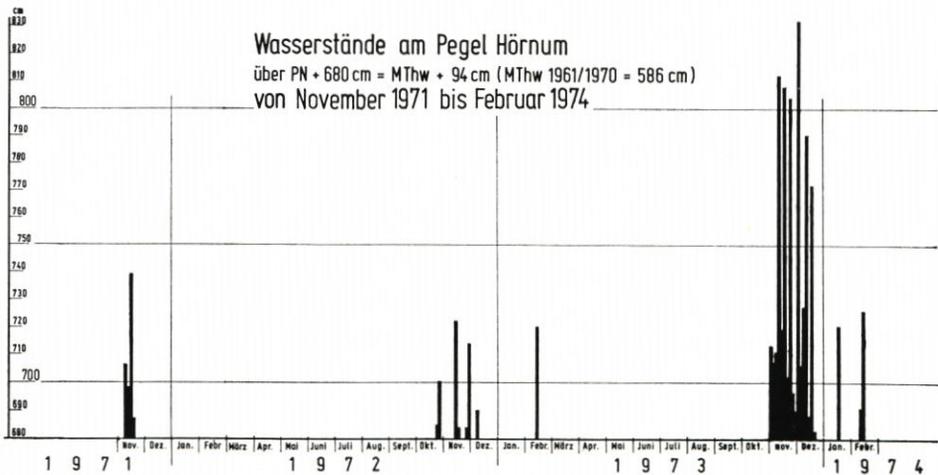


Abb. 5

Am Pegel Hörnum/Sylt ist für die 10-Jahres-Reihe 1961/70 für das mittlere Tidehochwasser (MThw) ein Wert von 586 cm PN (Winter 583 cm und Sommer 588 cm) ermittelt worden. Während im Jahre 1972 das MThw noch unter den vorgenannten

Mittelwerten war, lagen sie in den Jahren 1973 und 1974 bereits darüber. Aber auch der Winter 1972/73 kann als verhältnismäßig ruhig angesehen werden. Um die Halbjahre im Untersuchungszeitraum besser vergleichen zu können, wurden das mittlere höchste Tidehochwasser (MHTw) und das höchste Tidehochwasser (HTw) ausgewählt. In der Zeit von November 1971 bis April 1974 sind folgende Werte in cm PN eingetreten:

	1972			1973			1974		
	Jahr	Wi.	So.	Jahr	Wi.	So.	Jahr	Wi.	So.
MThw	577	573	582	587	591	583	—	592	—
MHTw	653	666	639	657	675	639	—	724	—
HThw	739	739	700	722	722	679	—	832	—

Aus der vorstehenden Tabelle ist zu entnehmen, daß die Wasserstände des Winters 1973/74 außergewöhnlich hoch waren, was auf die Sturmweatherlagen im November/Dezember 1973 zurückzuführen ist. In dieser Zeit trat eine Serie von Sturmfluten auf, bei der der Wasserstand am Pegel Hörnum/Sylt 17mal das mittlere Tidehochwasser um 1 m, davon 6mal um 1,5 m und 5mal um 2 m überstieg; Erhöhungen von 0,5 m und mehr traten 39mal auf. Das Übergewicht der hohen Wasserstände im November/Dezember 1973 verdeutlicht die Wasserstandsgraphik (Abb. 5).

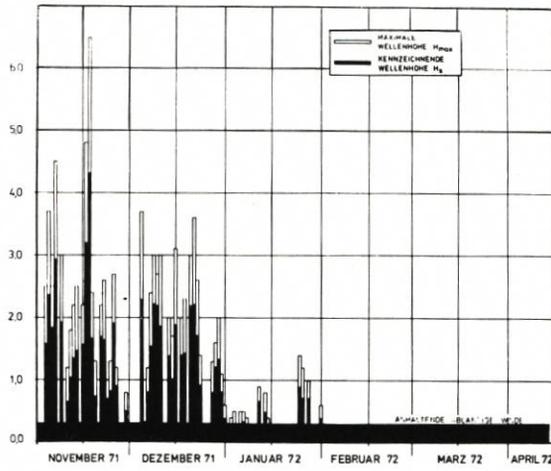
3.2.2 Wellenklima im Winter 1973/74

Entsprechend den erhöhten Wasserständen war auch der Seegang beachtlich. Die Abbildung 6 zeigt die signifikanten Wellenhöhen H_s und die gemessenen maximalen Wellenhöhen H_{max} der Winter 1971/72, 1972/73 gegenüber denen des Sturmflutwinters 1973/74. Es handelt sich um den ankommenden Seegang auf dem seeseitigen Riffhang mit einer Sohlentiefe von NN — 8,5 m, der mit einem Echolotpegel registriert wurde. Die signifikante Wellenhöhe von 1 m wurde im Winter 1973/74 an 56 Tagen, die von 2 m an 31 Tagen und die von 4 m an 4 Tagen überschritten. An einem Tag (19. 11. 1973) erreichte die signifikante Wellenhöhe sogar 5 m; die höchste Welle wurde an diesem Tage mit 7,2 m gemessen. Dabei können noch höhere Wellen aufgetreten sein; durch die beschränkte Meßdauer (i. allg. 15 Min.) und auch durch zeitweiligen Geräteausfall konnten diese Wellen nur nicht erfaßt werden.

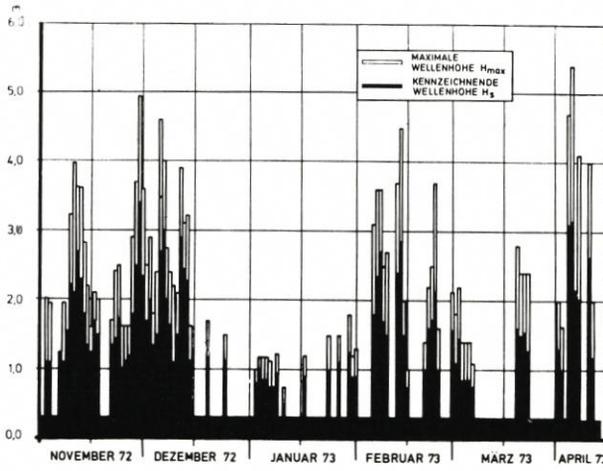
Über die Entwicklung dieser Sturmfluten sowie über Zusammenhänge zwischen der Brandungsströmung und der Energieumwandlung in der Brandungszone ist weiteres bei DETTE (1974b) beschrieben; die Orbitalströmungen werden gesondert von BÜSCHING (1974) behandelt.

Für die Beurteilung der hydrologischen Wirksamkeit eines Winterhalbjahres ist eine Wellenstatistik (Abb. 6) besser als eine Windstatistik geeignet, weil die Erfahrung gezeigt hat, daß zumindest die Korrelation zwischen der örtlichen Windgeschwindigkeit in *Westerland/Sylt* und dem anlaufenden Seegang nur bedingt vorhanden ist.

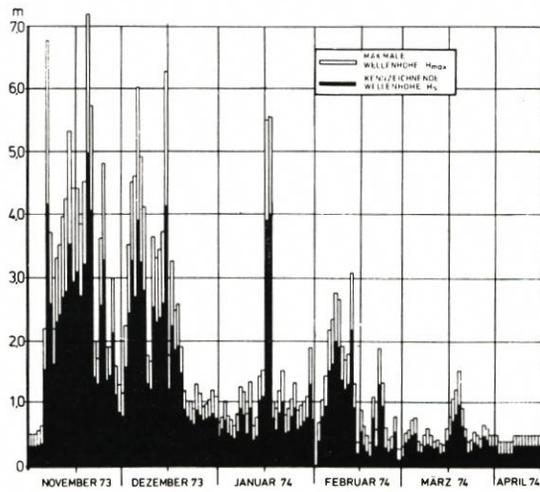
Wird aus den gemessenen Wellen, z. B. nach der linearen Wellentheorie von AIRY-LAPLACE, die Seegangsleistung berechnet (FÜHRBÖTER, 1974a), die auf 1 m Uferlänge abgegeben wird, so ergibt die Integration dieser Leistungsbeträge über einen bestimmten Zeitraum die Energie, die vom Seegang in dieser Zeit auf 1 m Küstenlänge umgesetzt wurde. Wird diese Energie auf Kilowattstunden umgerechnet, so lassen sich mit den Wellenhöhen folgende Kennzahlen für die Winterhalbjahre von 1971 bis 1974 errechnen:



1971 / 72



1972 / 73



1973 / 74

Abb. 6. Wellenklima vor Westerland/Sylt in den Winterhalbjahren von 1971 bis 1974

Winterhalbjahr	Energieabgabe in kWh/m
1971/72	5 400
1972/73	8 800
1973/74	12 300

Die Energieabgabe betrug also im Winter 1973/74 mehr als das Doppelte des Winters 1971/72.

Da diese Energien fast ausschließlich innerhalb der – verhältnismäßig schmalen – Brandungszonen umgesetzt werden, kann die Energieabgabe als ein unmittelbares Maß für die Wellenbelastung der Strände und Uferschutzwerke angesehen werden (FÜHRBÖTER, 1974a). Besser als die Auftragung der Wellenhöhen (Abb. 6) geben diese Energiekennzahlen in kWh/m Uferlänge für einen bestimmten Zeitraum ein quantitatives Maß für die Stärke der Seegangbelastung, das überdies einen unmittelbaren Vergleich aller Küsten erlaubt.

3.2.3 Veränderungen in der Strandmorphologie

Die Entwicklung der Strandmorphologie vor *Westerland/Sylt* (Abb. 7) von 1953 bis 1974 wurde nach Tiefenplänen dargestellt. Sie umfassen eine rd. 1,7 km lange Uferstrecke vor dem Zentralbereich der Schutzwerke.

Der Vergleich der Zustände vom 19. 5. 1953 und vom 21. 4. 1972 zeigt den Strandrückgang in 19 Jahren. Die Vermessungen vom 11. 10. 1972, vom 20. 12. 1972 und vom 13. 3. 1973 legen dar, wie der vorgespülte buhnenartige Sandkörper in den ersten 2 Monaten in ein flaches Höft umgewandelt wird und diese Gestalt bis zum 13. 3. 1973 annähernd beibehält; auch der Zustand am 17. 5. 1973 unterscheidet sich kaum von den beiden vorigen (Abb. 7).

Dagegen zeigt der Zustand vom 28. 2. 1974 eine deutliche Vertiefung der Rinne, die im ganzen stärker ausgeprägt ist. Das gleiche gilt auch für das Riff, das schmaler aber höher geworden ist und seawärts verschoben wurde. Das Sandhöft ist zwar etwas zurückgegangen, hat aber im Unterwasserbereich seine Form im wesentlichen bewahrt. Der Vergleich mit dem Zustand vom 21. 4. 1972, vor der Aufspülung, zeigt einen flachen Unterwasserstrand unterhalb NN \pm 0 m, wobei die Strandneigung in diesem Bereich sogar noch wesentlich flacher als am 19. 5. 1953 ist. Besonders anschaulich ist die Strandentwicklung in der Sandbuhnenachse sowie in den Profilen 0,5 km und 1,0 km südlich und nördlich davon, vom Ausgangszustand bis zur Aufmessung am 28. 2. 1974 (Abb. 8), zu erkennen.

Da der Schwerpunkt der Energieabgabe der Brandung sowohl bei normalem Dünungsseegang als auch bei Sturmfluten im Höhenbereich unter NN \pm 0 m liegt, bedeutet auch das abgeflachte Sandhöft nach dem Aufmaß vom 28. 2. 1974 weiterhin einen wirksamen Schutz für die Längswerke.

3.2.4 Sedimentologie

3.2.4.1 Allgemeines

Das 9 km lange (Abb. 4) und 1 km breite Untersuchungsgebiet zeigt eine charakteristische, natürliche Gliederung.

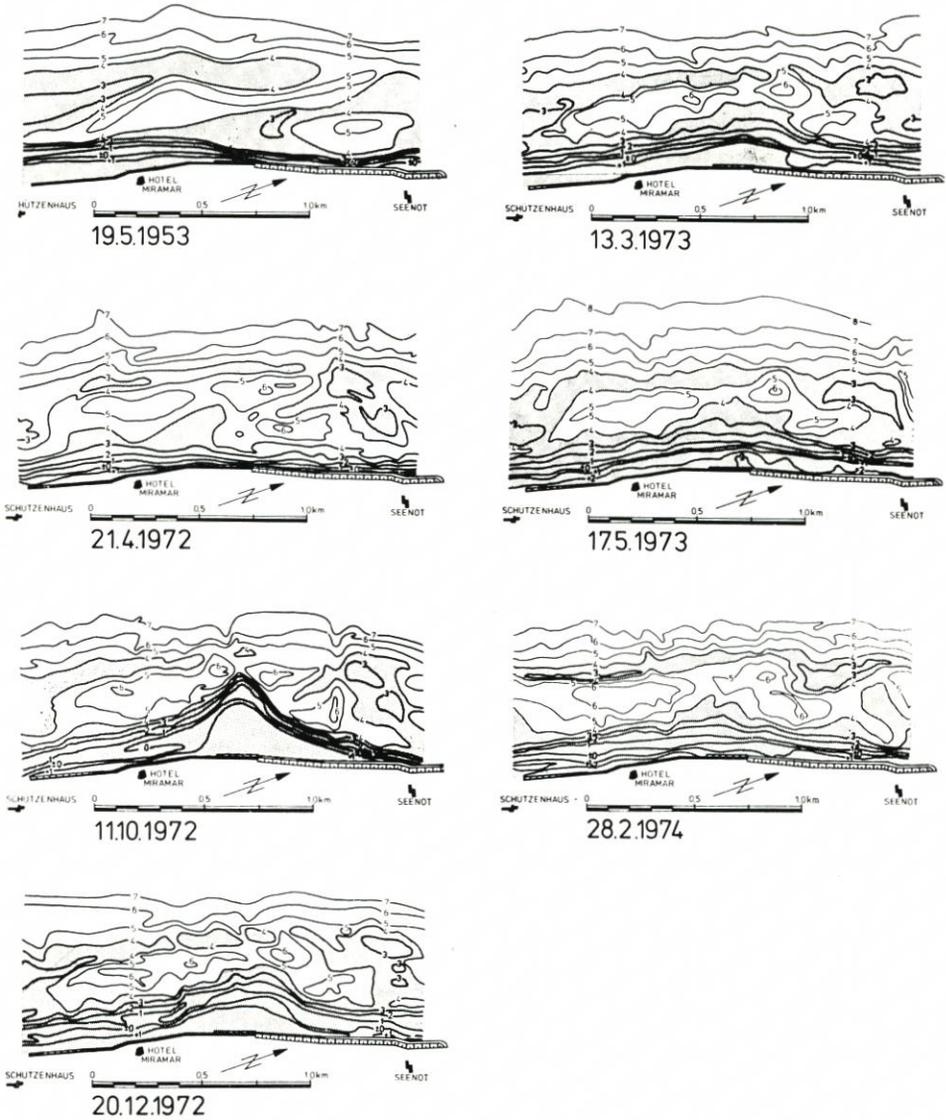


Abb. 7. Entwicklung der Strandmorphologie vor Westerland/Sylt

Küstenparallel unterschied NACHTIGALL (1968) vor Sylt drei Bereiche:

- a) den Strand vor Düne, Kliff oder Deckwerken bis zur $NN \pm 0,0$ m-Linie,
- b) den Vorstrand mit Rinnenzone und Riff und
- c) den Seegrund.

Senkrecht zur Insel (Nord-Süd-Richtung) ist ebenfalls eine Dreiteilung vorhanden:

- a) die Riffzone im Übergangsbereich zur Südhalbinsel (Profil 1-13),
- b) die exponierte Zone vor Westerland mit der Umbiegung der Küstenlinie (Profil 14-37) und
- c) die Riffzone im Übergangsbereich zur Nordhalbinsel (Profil 38-57).

In diesem Untersuchungsgebiet wurden vor, während und nach der Vorspülung Proben entnommen. Die Darstellung der Ergebnisse beruht auf dem Bericht „Untersuchung zur Sandvorspülung vor Westerland/Sylt – Geologie“ von H. KIRCHNER und wird durch Ergebnisse aus Arbeiten im Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft ergänzt.

3.2.4.2 Eigenschaften der Sedimente

Der holozäne Meeressand vor *Sylt* leitet sich durch Umlagerung und Transport von zwei deutlich verschiedenen Ausgangsmaterialien ab, die eine Unterscheidung nach der Herkunft ermöglichen. Diese Ausgangsmaterialien sind Kaolinsand und Geschiebemergel. Beide sind im *Roten Kliff* aufgeschlossen und kommen in erheblicher Verbreitung am Seegrund an der Basis des holozänen Meeressandes vor.

Der Kaolinsand ist ein fluviatiles Sediment aus dem jüngsten Tertiär (Pliozän). Die Mächtigkeit beträgt bis etwa 80 m. Die Korngrößen des gut geschichteten Materials reichen von Ton bis zu Steinen. Ein charakteristischer Bestandteil der Grobfraktionen sind Milchquarze. Die feinen Körner sind verhältnismäßig schlecht gerundet. Der Schwermineralgehalt beträgt 1–6 ‰.

Der Geschiebemergel ist demgegenüber eine eiszeitliche Gletscherablagerung mit allen Korngrößen von Ton bis zu metergroßen Blöcken in unregelmäßiger Verteilung. Für die Grobfraktionen ist Feuerstein charakteristisch. Die Quarzkörner haben durch Eisenoxydbelag einen bräunlichen Schimmer. Der Schwermineralgehalt beträgt 0,1 bis 1 ‰.

Der holozäne Meeressand ist ein Gemisch aus beiden Ausgangsmaterialien und aus diesen durch Abtragung, Umlagerung, Sortierung, Transport und Wiederablagerung im Meer und am Strand entstanden. Er besteht aus Komponenten von Kaolinsand und Geschiebemergel in wechselnden Mischungsverhältnissen. Milchquarz und Feuerstein kommen nebeneinander vor. Die feineren Fraktionen enthalten neben Quarz und anderen Leichtmineralien im Mittel 0,8 ‰ Schwerminerale. Örtlich können jedoch durch Anreicherung in Auswaschungszonen viel höhere Schwermineralkonzentrationen auftreten.

3.2.4.3 Bestandsaufnahme vor der Vorspülung

In der Zeit vom 14. 6. bis 19. 9. 1971 wurden 946 Oberflächenproben entnommen (Abb. 4). Die Bestimmung der Korngrößen durch Siebanalysen erfolgte im Labor des ALW Husum in Westerland, alle weiteren Arbeiten wurden im Geologischen Institut der Universität Kiel durchgeführt. Die Ergebnisse sind in einem Kartensatz über die Sedimentverteilung (Medianwert, Feinsandgehalt, Mittelsandgehalt und Grobsandgehalt) im Bericht von KIRCHNER zusammengefaßt.

In der Sedimentverteilung zeichnen sich zwei deutlich zu unterscheidende Bereiche ab:

- a) der Seegrund mit etwa küstennormal angeordneten Sedimentzonen und
- b) der Vorstrand und Strand mit einer küstenparallelen Sedimentverteilung.

Eine Übersicht nach den Untersuchungen zur Sandvorspülung und den Arbeiten im Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ findet sich in Abbildung 9.

Die Sedimentzonen des Seegrundes sind auf Grund der Untersuchungen im Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ (Probenserie 1968/69) als ein Wechsel zwischen küstennormalen Anhäufungen von Wandersand und Auswaschungszonen als Folge eines

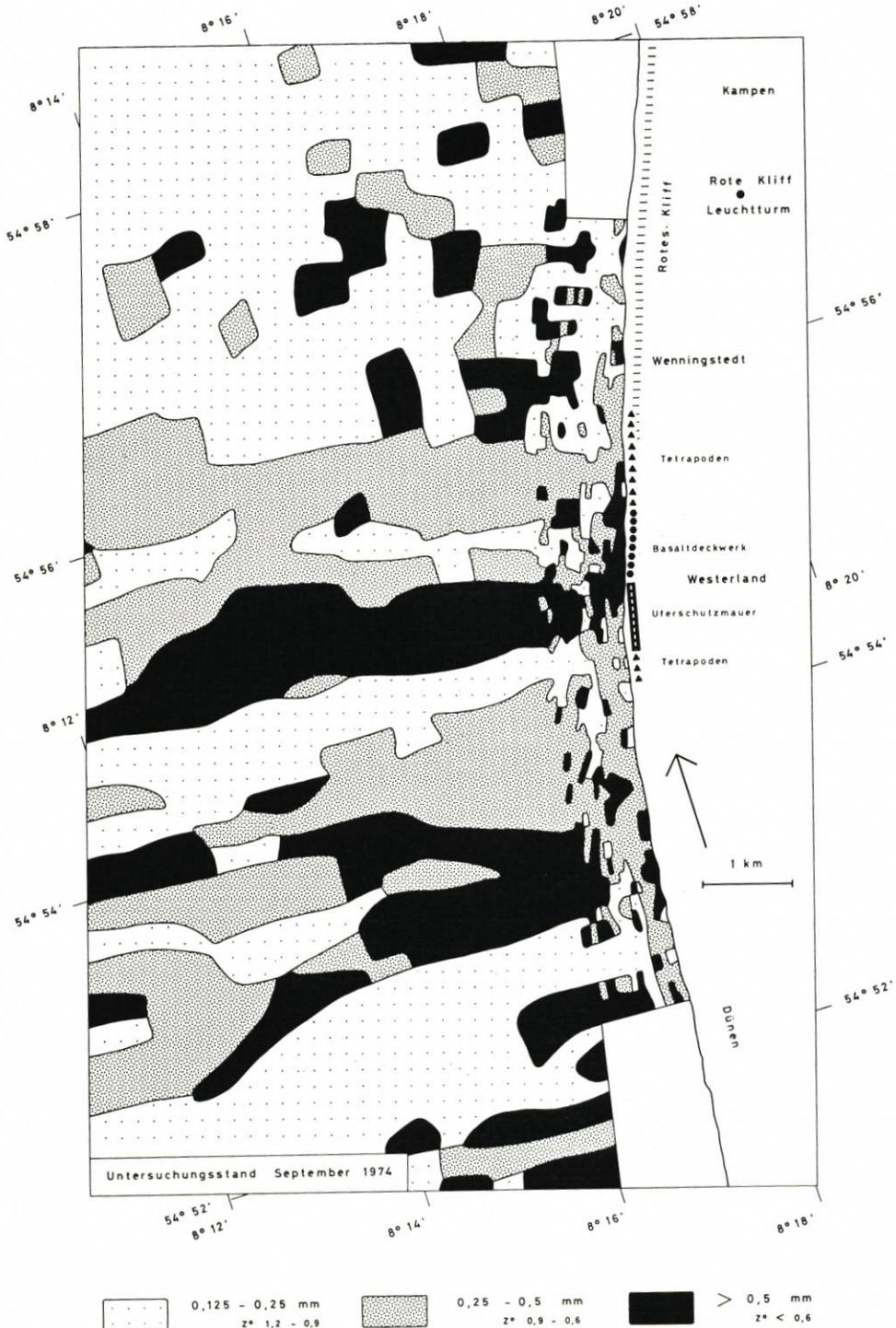


Abb. 9. Medianwerte vor der Mitte von Sylt nach Probeentnahmen 1968 bis 1971

in erster Linie von den Gezeitenströmungen bestimmten S-N bis SW-NO gerichteten Versatzes gedeutet worden (KÖSTER, 1974). Diese Zonen reichen mit landwärts abnehmender Deutlichkeit in das Probenfeld der Untersuchungen zur Sandvorspülung hinein.

Die küstenparallele Sedimentverteilung von Vorstrand und Strand ist dagegen sehr wechselhaft und engräumig. Trotzdem zeichnen sich einige allgemeine Tendenzen ab.

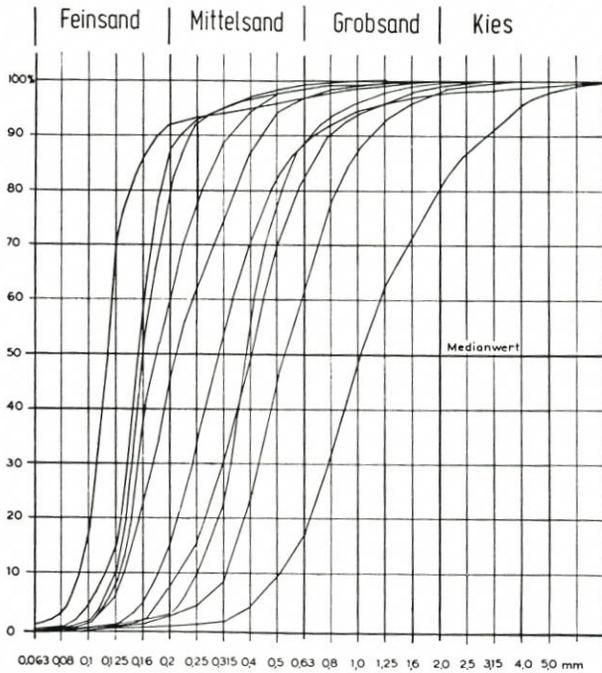


Abb. 10. Summenkurven aus dem Vorstrandbereich

Oberhalb NN — 5,5 m sind alle Korngrößen mit Ausnahme des feinsten Materials vertreten. Unterhalb NN — 5,5 m herrschen dagegen auf dem Seegrund Feinsande mit Medianwerten zwischen 0,125 mm und 0,2 mm und gröbere Sande mit Medianwerten zwischen 0,315 mm und 0,8 mm vor. Typische Summenkurven sind in der Abbildung 10 wiedergegeben.

Das feine Material stellt typische Wandersande dar, das grobe überwiegend Restsedimente. Im Bereich des Vorstrandes wird das Bild dagegen von Mischsedimenten bestimmt, die Fein-, Mittel- und Grobsande in stark wechselnden Mischungsverhältnissen enthalten. Im Bereich vor der exponierten Zone vor *Westerland* mit den Uferschutzanlagen und an einigen anderen Stellen überwiegen allgemein Restsedimente.

Dieses Bild wird durch den mit abnehmender Wassertiefe zunehmenden Einfluß der Wellenbewegung und schließlich der Brandung gedeutet, die über den Brandungslängsstrom zu einem starken küstenparallelen Sandversatz führt. Die Übergangzone von vorherrschender Wirkung der Gezeitenströme bis zu vorherrschender Wirkung der Brandung reicht von 5 bis 6 km Uferentfernung bei 12 bis 14 m Wassertiefe (KÖSTER, 1974) bis etwa NN — 6 m am seeseitigen Riffhang. Oberhalb dieser Grenze herrschen im Vorstrandbereich Brandungslängsströme mit mehreren Transportzonen, die in Richtung und Intensität von den Vorgängen am Seegrund weitgehend unabhängig sind.

Eine ausgeprägte Transportzone liegt im Bereich des Brandungslängsstromes vor dem Strand, eine zweite am seeseitigen Riffhang. Letztere wird wirksam, wenn Wellen über 4 m H_{\max} auf dem Riff branden (DETTE, 1974b). Dann dürfte die Sedimentumlagerung dort größer als vor dem Strand sein. Andererseits sind die entsprechenden Wetterlagen seltener, so daß die Transportzone vor dem Strand über längere Zeit größere Bedeutung hat. Der Transport zwischen den beiden Zonen ist schwächer.

3.2.4.4 Veränderungen der Sedimentverteilung bis 1973 außerhalb des Einflußbereiches der Sandvorspülung

Die Probenserien aus den Jahren 1972 und 1973 zeigen die gleichen Grundzüge der Materialverteilung. Die Strukturen blieben unverändert, die Einzelheiten zeigten dagegen deutliche Verschiebungen.

Eine vergleichende Probenentnahme in einem größeren Gebiet vor der Mitte von *Sylt* im Rahmen des Schwerpunktes „Sandbewegung im Küstenraum“ aus dem Jahre 1972 (Juni und August) erbrachte für den Seegrund im allgemeinen eine deutliche Zunahme des Feinsandgehaltes in allen Zonen, so daß mit einer nach 1968/69 eingetretenen Überlagerung durch eine dünne Decke von Wandersand zu rechnen ist. Diese Feinsandmassen können mengenmäßig nicht von der gleichzeitigen Sandvorspülung hergeleitet werden.

Im Untersuchungsgebiet zur Sandvorspülung wurden vom 18. 7. bis 14. 10. 1972 944 und vom 22. 5. bis 29. 6. 1973 855 Oberflächenproben entnommen. Für die Bearbeitung gelten die Ausführungen unter 3.2.4.3. Im Bericht KIRCHNER sind die Vergleichsdaten für alle 57 Profile in Diagrammen dargestellt und beschrieben worden.

Daraus ergibt sich ein vielfacher Wechsel von Auswaschungen mit Bildung von Restsedimenten einerseits und Zunahme des Wandersandgehaltes durch Antransport und Ablagerung von Feinsand andererseits, ohne daß bei aller Intensität der Veränderungen und trotz deutlicher Verschiebung von Kennziffern die grundsätzlichen Züge umgestaltet worden wären.

3.2.4.5 Vibrococorerkerne

Die Aussagen der Oberflächenproben werden durch bis zu 3 m lange Kerne ergänzt. Am 9. 10. 1972 konnten 16 und am 26./27. 9. 1973 31 Vibrococorerkerne entnommen werden, insgesamt 47 Kerne. Zu jedem Kern ist im Bericht von KIRCHNER ein Diagramm mit der Schichtfolge und den wichtigsten Sedimentkennziffern wiedergegeben.

Die Mächtigkeit des Holozäns ist sehr unterschiedlich. Die Holozänbasis konnte nur in verhältnismäßig wenigen Kernen erreicht werden und wird hier fast stets von Kaolinsand gebildet.

Profil 6,	Rinne (Kern 6/1/72): 185 cm Holozän über Torf unbekanntes Alters
Profil 12,	Übergangsrücken (Kern 12/3/72): 232 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 20,	seeseitiger Riffhang (Kern 20/2/73): 93 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 31,	seeseitiger Riffhang (Kern 31/1/72): 135 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 31,	Seegrund (Kern 31/3/72): 45 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 35,	Rinne (Kern 35/5/73): 93 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 40,	Übergangsrücken (Kern 40/1/72): 153 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 40,	Übergangsrücken (Kern 40/3/72): 83 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 41,	Seegrund (Kern 41/1/72): 31 cm Holozän über Kaolinsand
Profil 42,	Seegrund (Kern 42/2/73): 90 cm Holozän über Kaolinsand

In Verbindung mit den Vermessungsdaten ergibt sich, daß sich diese Mächtigkeitsangaben in kurzer Zeit erheblich ändern können. Das gesamte Untersuchungsgebiet wird von starken Umlagerungen beherrscht.

Die Schichtfolgen zeigen sehr wechselvolle Sedimentationsbedingungen, wobei die an den Oberflächenproben erkannte Gliederung in dem vielfältigen Materialwechsel der Kerne nicht wiedergefunden werden konnte. Allen Kernen ist jedoch gemeinsam, daß nach den Ergebnissen der Laborarbeit gut sortierte Feinsande nicht festgestellt werden konnten. Die wenigen Proben dieser Zusammensetzung stammen alle aus dem oberen Dezimeter der Profile, also aus dem mit dem Backengreifer erfaßbaren Bereich. Daraus ergibt sich, daß die in den Karten wiedergegebenen Feinsande hier nicht zur Ablagerung kommen, sondern durchwandern.

Ähnliche Schichtfolgen wurden auch bei den Arbeiten im Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ weiter seewärts angetroffen, und zwar stets in den stark erosiv beeinflussten Bereichen. Mächtigere Ansammlungen von Wandersand wurden dagegen in den ausgedehnten Feinsandfeldern und vor allem in den Wandersandrücken und vor den Barren vor dem *Vortrapptief* und dem *Lister Tief* unterhalb etwa NN — 7 m angetroffen.

3.2.4.6 Einspülung des Kaolinsandes

Der Aufbau der Kornverteilung in dem Sandentnahmegebiet in der *Rantumer Bucht* ist im Gutachten des Geologischen Landesamtes Schleswig-Holstein, *Kornverteilung von Bohrproben für eine Sandvorspülung vor der Insel Sylt*, beschrieben worden. Die vorkommenden Korngrößen sind durch das diesem Gutachten entnommene Summenkurvenband der Bohrung VII gekennzeichnet (Abb. 11).

Am 16. 1., 17. 1., 27. 2. und 18. 4. 1973 sind im Strandbereich der Vorspülung zwischen den Profilen 26 und 35 insgesamt 269 Oberflächenproben entnommen worden. Den Proben ist gemeinsam, daß Korngrößen unter 0,2 mm und Medianwerte unter 0,25 mm kaum vorhanden sind (Abb. 12). Die Mehrzahl der Medianwerte liegt zwischen 0,315 und 0,425 mm, also in der gleichen Größenordnung wie bei Strandproben aus der Zeit vor der Vorspülung. Korngrößen unter 0,2 mm wurden ausgewaschen oder kamen von vornherein nicht zum Absetzen. Daraus ergeben sich auch die Mindestforderungen an die Kornverteilung von Sanden für künftige Vorspülungen:

Medianwert $> 0,315$ mm und möglichst geringer Anteil von Feinsand $< 0,2$ mm. Auch der Kiesanteil (> 2 mm) war im Strandbereich der Vorspülung geringer, als es dem Material im Sandentnahmegebiet entsprach. Dies ist jedoch darauf zurückzuführen, daß Kieslagen wegen schlechter Spülfähigkeit bei der Materialentnahme möglichst vermieden wurden.

3.2.4.7 Verteilung des eingespülten Kaolinsandes bis zum Sommer 1973

Während der Vorspülung der Sandbühne konnte beobachtet werden, daß sich die Spülsande bei ruhigem Wetter unter Wasser nahe am Fuß der Sandbühne absetzten. Bei Westwinden begann ein Abtransport durch den Brandungslängsstrom mit Auffüllung der Bühnenfelder im Norden und Süden. Der eingespülte Sand unterschied sich dabei durch die hellere Farbe des Kaolinsandes deutlich vom bräunlichen, holozänen Meeressand. Nach

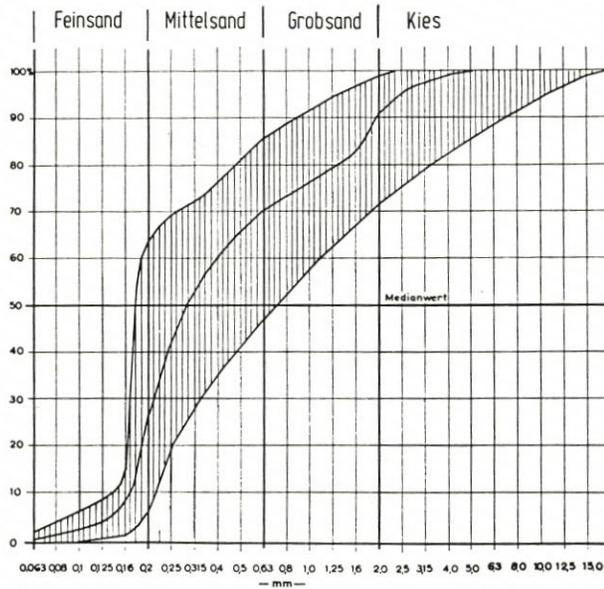


Abb. 11. Summenkurvenband des Sandentnahmegebietes der Sandvorspülung 1972

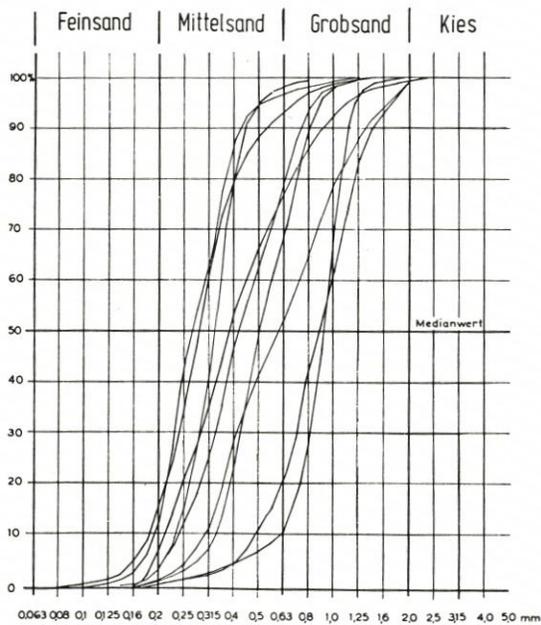


Abb. 12. Summenkurven der „Sandbühne“

den Feldbeobachtungen war die Verbreitung des eingespülten Kaolinsandes am Strand bis zum Sommer 1973 nach Süden bis zum Profil 22 und nach Norden bis zum Profil 38 zu beobachten.

Charakteristische Korngrößenunterschiede zwischen dem natürlichen Strand- und Meeressand sowie dem verteilten Spülsand bestehen nicht. Zur genaueren Bestimmung der Spülsandausbreitung, vor allem auch im Unterwasserbereich, wurden deshalb weitere Untersuchungen an den Sandfraktionen durchgeführt. Sie stützen sich auf zwei Eigenschaften des Kaolinsandes, die den Charakter von Naturtracern haben:

- a) hoher Anteil an Schwermineralien und
- b) schlecht gerundete Quarzkörner in den Feinfraktionen.

Da es sich bei dem natürlichen Material von Strand und Vorstrand um ein Mischsediment aus Geschiebemergel- und Kaolinsandkomponenten handelt, ist eine direkte Bestimmung des Einflusses des eingespülten Sandes nicht möglich. Vielmehr kann nur die Zunahme der Kaolinsandkomponenten der Probenserie 1973 gegenüber der Bestandsaufnahme vor der Vorspülung 1971 erfaßt werden.

Die Anwendbarkeit beider Methoden hat Grenzen. Der Schwermineralgehalt findet sich nahezu ausschließlich in den Korngrößen des Wandersandes und kann somit auch durch Schwankungen seines Anteiles und seiner Zusammensetzung beeinflusst werden. Weiter treten Änderungen des Schwermineralgehaltes durch Auswaschung von Leichtmineralien und damit relative Anreicherung der Schwerminerale auf. Ebenso finden sich schlecht gerundete Quarze aus dem Kaolinsand auch im Feinsandanteil des natürlichen Strandsandes. Eindeutig sind also nur Untersuchungsergebnisse, die eine klare Zunahme der Kaolinsandkomponenten aufzeigen. Mit zunehmender Verteilung des eingespülten Sandes verwischt sich seine Bestimmbarkeit.

Die Ergebnisse aus diesen Untersuchungen stellen Näherungswerte dar. Die kurze verfügbare Zeit hat die nähere Bearbeitung einiger damit verbundener methodischer Fragen nicht zugelassen. Durch deren Klärung hätten möglicherweise genauere Angaben erhalten werden können.

Zur Untersuchung der Schwerminerale wurde der Gehalt in Proben der Serien 1971 und 1973 im gesamten Arbeitsgebiet bestimmt. Der Anteil der Schwerminerale ist im Bericht von KIRCHNER angegeben.

Aus dem Schwermineralanteil 1971 ergibt sich für weite Teile des Vorstrandbereiches durchgehend ein geringerer Schwermineralgehalt als für den Seegrund. Die beiden verschiedenen Sedimentzonen zeichnen sich deutlich ab. Die Sandvorspülung mit dem höheren Gehalt des Kaolinsandes an Schwermineralien wirkt sich in der Probenserie 1973 nur im Vorstrandbereich der Profile 21 bis 35 aus. Hier ist der durchschnittliche Anteil so deutlich gestiegen, daß eine andere Erklärung entfallen muß.

Die zweite Methode mit der Bestimmung des zusätzlichen Kaolinsandanteiles über den Gehalt an schlecht gerundeten bzw. eckigen Quarzkörnern durch Vergleich der Probenserien 1971 und 1973 hat sich als das beste Hilfsmittel erwiesen, um die Verteilung des eingespülten Kaolinsandes zu verfolgen.

Die Vergleichsgrundlage ist durch die Probenserie 1971 vor der Sandvorspülung gegeben. Je Probe wurden 500 Körner bestimmt und daraus der Anteil eckiger Körner als Kaolinsandanzeiger berechnet. Damit wurde die Serie 1973 nach der Vorspülung verglichen. Die systematische Zählung konnte auf die Profile 20 bis 41 beschränkt werden, da weiter nördlich und südlich der Spülsandeinfluß so gering wurde, daß er sich bei den zur Zeit gegebenen methodischen Grundlagen von den Schwankungen im Zusammenhang mit den ständigen Umlagerungen nicht mehr eindeutig trennen läßt.

Die Verteilung des eingespülten Sandes (Abb. 13) verlief in erster Linie im Brandungslängsstrom des Strandes und des Riffs, also in den aus den Kornverteilungen abgeleiteten Transportbändern. Die Umlagerung in der Rinnenzone ist unterschiedlich stark und

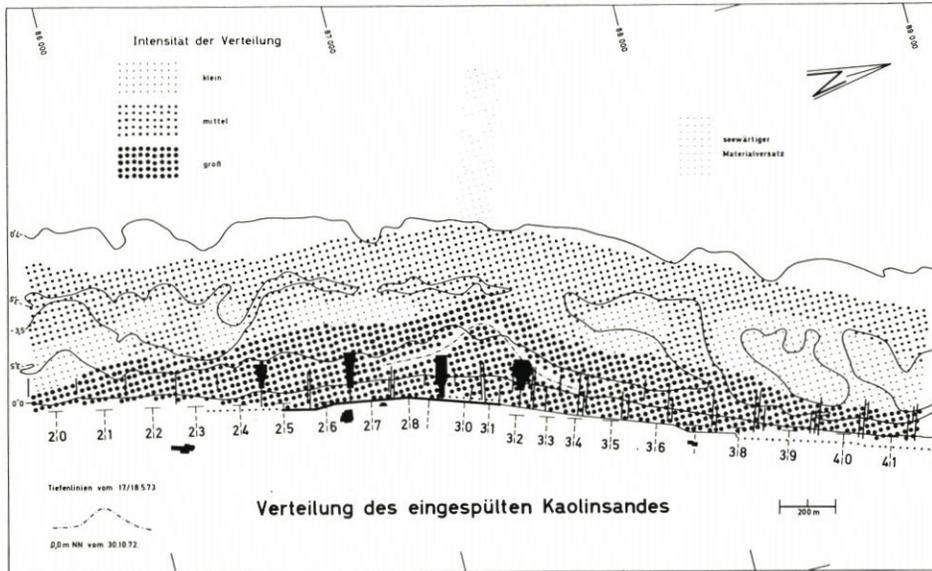


Abb. 13. Verteilung des eingespülten Kaolinsandes

im allgemeinen etwas geringer. Der Versatz ist nach Norden bis Profil 41 und nach Süden bis Profil 20 eindeutig nachweisbar. Eine weitere Ausbreitung ist wahrscheinlich. Die überwiegende Menge des eingespülten Kaolinsandes ist am Strand und im Vorstrandbereich verteilt worden.

An einigen Stellen reichen außerdem aus den Gebieten mit klarer Zunahme des Gehaltes an eckigen Körnern Zungen über den Vorstrand hinaus bis zum Seegrund. Mit einer Ausnahme könnten sie auch durch Schwankungen der natürlichen Zusammensetzung unabhängig von der Einspülung des Kaolinsandes erklärt werden. Im Profil 30 ist dies jedoch nicht mehr möglich. Hier ist die Zunahme deutlich größer als die der Methode anhaftenden Unsicherheiten. An dieser Stelle hat ein Materialtransport begrenzten Umfanges auch seewärts stattgefunden. Deshalb muß mit der Möglichkeit eines zeitweisen geringen Transportes durch seewärtige Bodenströmungen gerechnet werden. Relativ zur Transportleistung des Brandungslängsstromes sind diese Vorgänge jedoch von geringer Bedeutung.

Ähnliche Beobachtungen konnten bereits bei Untersuchungen mit radioaktiven Leitstoffen durch DOLEZAL, PETERSEN und REINHARD (1971) gemacht werden. Hier bestand jedoch die Möglichkeit einer Beeinflussung der Messungen durch Schwermineralanreicherungen mit geringer natürlicher Strahlung, deren Einfluß wegen zeitlich unterschiedlicher Bedeckung durch Wandersand mit Nullmessungen nicht voll zu kontrollieren war. Die neuen Beobachtungen machen jedoch auch hier eine Deutung im Sinne eines zeitweise vorhandenen seewärtigen Transportes wahrscheinlich.

3.3 Quantitative Änderungen des Sandvorrates

Die qualitativen Aussagen über die Entwicklung der Strandmorphologie und die Verteilung des eingespülten Materials vor den Schutzwerken vor *Westerland/Sylt* bedarf

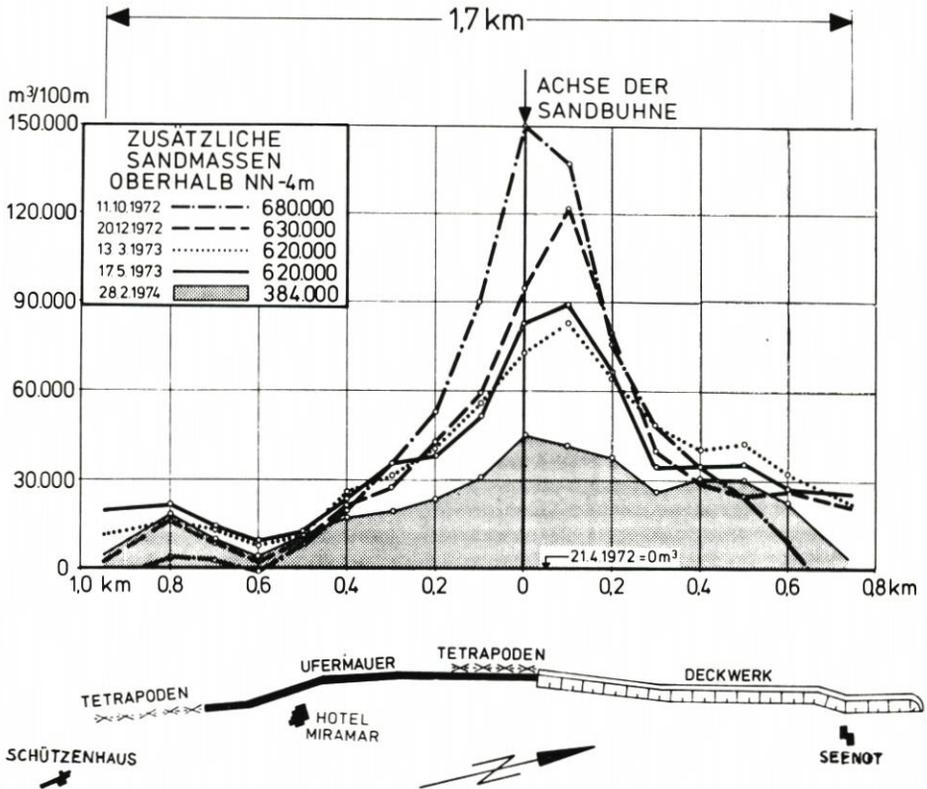


Abb. 14. Zusätzlicher Sandvorrat auf 1,7 km Uferlänge von 1972 bis 1974

für eine objektive Beurteilung einer quantitativen Ergänzung. Hierzu wurden die vom ALW Husum erarbeiteten Unterlagen im Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig mit einem Rechenprogramm ausgewertet. In diesen Auswertungen wurden die zusätzlichen Sandmengen bestimmt, die sich bei den Vermessungen nach der Fertigstellung der Sandbuhne in den einzelnen Uferabschnitten gegenüber den Nullzuständen befanden. Für den 1,7 km langen Uferbereich (Abb. 7) wurde dabei als Nullzustand die Morphologie vom 21. 4. 1972, für einen erweiterten Bereich von 8 km (je 4 km nördlich und südlich der Achse der Sandbuhne) die Morphologie vom 29. 7. 1971 gewählt. Beide Nullzustände entsprechen den letzten Gesamtaufmaßen dieser Gebiete vor dem Bau der Sandbuhne.

Das Rechenprogramm wurde so ausgelegt, daß zunächst die Verteilung der Zusatzsandmengen oberhalb der Tiefenlinie NN — 4 m in m³ je 100 m Uferlänge über den Uferstrecken von 1,7 km und 8,0 km ermittelt wurden. Durch Integration über die entsprechende Uferlänge wurde dann die gesamte Zusatzsandmasse bestimmt, die sich gegenüber den erwähnten Nullzuständen vor dem Bau der Sandbuhne vor der jeweiligen Uferstrecke befindet. Die Tiefenlinie NN — 4 m wurde deshalb gewählt, weil ungefähr bis zu dieser Tiefe das Brandungsgeschehen der Strandbrandung reicht und auch die Spitze der Sandbuhne nur wenig Massen unter dieser Linie ergibt. Die Ermittlung der Gesamtmasse nach dem Aufspülen der Sandbuhne ergab 680 000 m³ für den 11. 10. 1972 oberhalb der Tiefenlinie NN — 4 m gegenüber 698 000 m³ des Aufmaßes, das auch die Massen unterhalb NN — 4 m berücksichtigt.

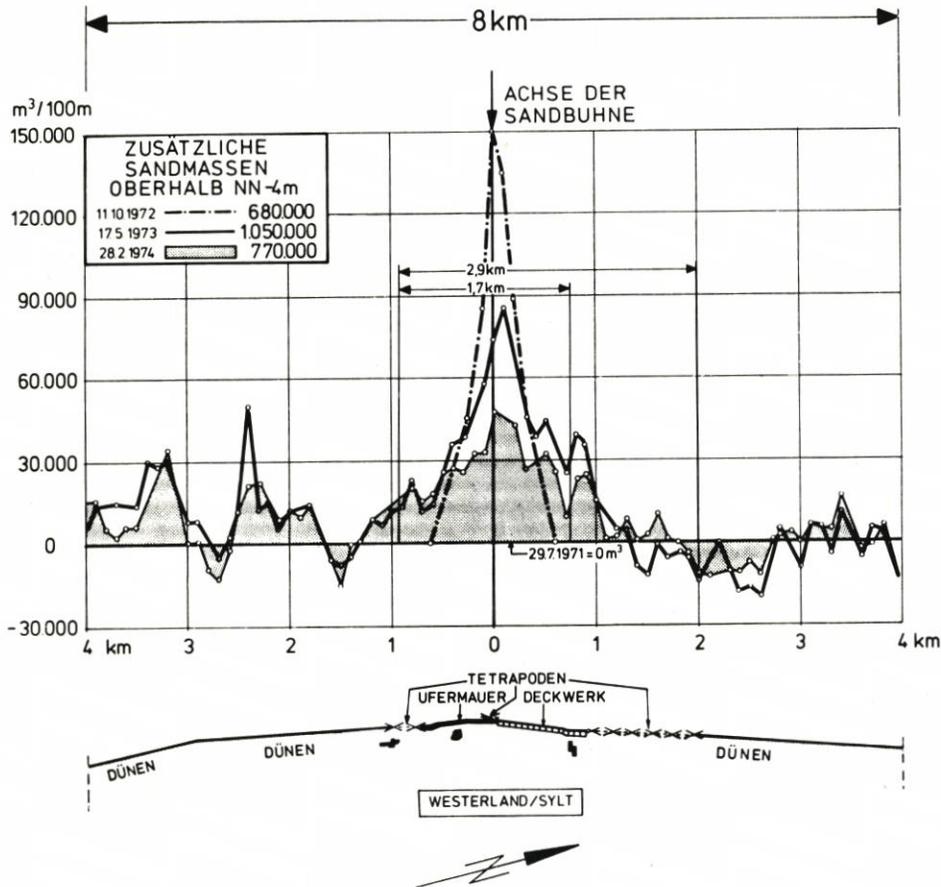


Abb. 15. Zusätzlicher Sandvorrat auf 8 km Uferlänge von 1972 bis 1974

Die Abbildung 14 zeigt für die einzelnen Zeitpunkte die Verteilung der Zusatzsandmengen auf der Uferstrecke von 1,7 km, Abbildung 15 die Verteilung auf der 8 km langen Uferstrecke mit der Sandbuhne (Station 0) in der Mitte.

Die erwähnte schnelle Umbildung der Sandbuhne in ein flaches Sandhöft (Abb. 7) geht auch aus den Abbildungen 14 und 15 hervor. Mit dem Abbau der Spitze der Sandbuhne (Erosion) gehen Anlandungen in den seitlichen Bereichen der Sandbuhne einher (Sedimentation). Die Abbildung 14 zeigt, daß diese Wirkung über die Grenzen des 1,7 km langen Uferabschnittes reicht.

Auffällig ist die geringe Neigung zur Anlandung bei Station - 0,6 km. Refraktionspläne zeigen, daß hier durch die Riffmorphologie eine Konzentration der Wellenenergie gegenüber den Nachbarstrecken stattfindet.

Nach dem Sturmflutwinter 1973/74 ist der ursprünglich auf einen Uferabschnitt von nur etwa 1 km beschränkte Sandvorrat der Sandbuhne auf mehr als 3 km verteilt worden (Abb. 15). An den Grenzen dieses Abschnittes traten durch Lee-Erosionen an den Enden der Längswerke negative Bilanzen auf, aber an den weiteren Uferstrecken überwiegen wieder positive Entwicklungen.

Die zeitliche Entwicklung geht aus Abbildung 15 nicht so deutlich wie aus Abbildung

14 hervor, weil für den größeren Bereich von 8 km nicht so viele Peilungen durchgeführt werden konnten wie für den engeren Bereich von 1,7 km Länge.

Als gesamte zusätzliche Sandmassen ergeben sich für die beiden Uferabschnitte:

Aufmaß vom	Zusätzliche Sandmassen oberhalb NN - 4 m in m ³	
	Uferabschnitte 1,7 km	8 km
29. 7. 1971	}	0
21. 4. 1972		
11. 10. 1972	680 000	680 000
20. 12. 1972	630 000	
13. 3. 1973	620 000	
17. 5. 1973	620 000	1 050 000
28. 2. 1974	384 000	770 000

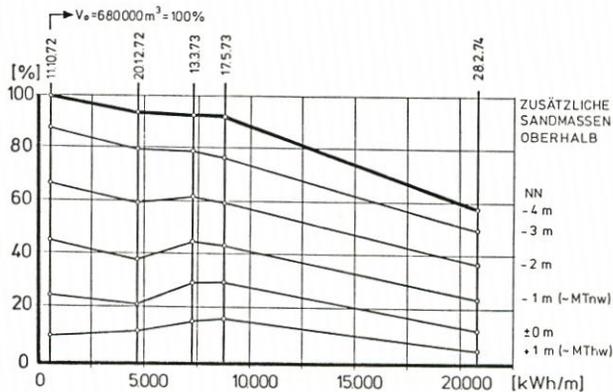
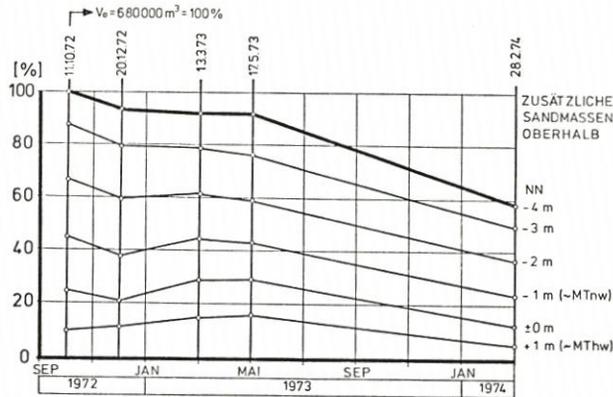


Abb. 16. Zusätzlicher Sandvorrat auf 1,7 km Uferlänge von 1972 bis 1974

Wird das für beide Uferabschnitte gültige ursprüngliche Ausgangsvolumen $V_0 = 680\,000\text{ m}^3 = 100\%$ gesetzt und wird weiterhin das Rechenprogramm in der Art abgefragt, daß nicht nur die Zusatzsandmengen oberhalb der Tiefenlinie NN - 4 m, son-

dern auch die oberhalb NN — 3 m, NN — 2 m usw. bis NN + 1 m angegeben werden, so ergeben sich die zeitlichen Entwicklungen für die beiden Uferstrecken (Abb. 16 und 17). Auf diesen Abbildungen wurde neben dem linearen Zeitmaßstab für die Abszisse außerdem ein Maßstab verwendet, der dem Integral der Wellenleistung entspricht, also der gesamten Wellenenergie, die auf die Vorspülung gewirkt hat. Dieser verzerrte Maßstab entspricht wegen der starken Unterschiede in der zeitlichen Verteilung der Seegangsstärke besser dem morphologischen Geschehen als die lineare Auftragung der Zeit.

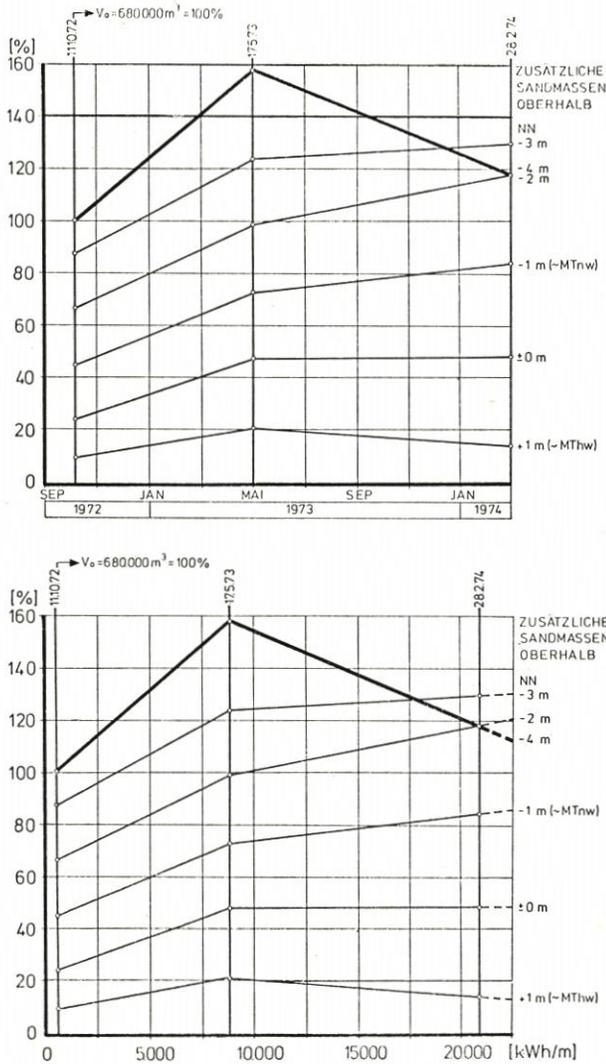


Abb. 17. Zusätzlicher Sandvorrat auf 8 km Uferlänge von 1972 bis 1974

Die Abbildung 16 verdeutlicht die aus Abbildung 14 hervorgehende Abnahme des Sandvorrates auf der 1,7 km langen Uferstrecke von 680 000 m³ (11. 10. 1972) auf 384 000 m³ (28. 2. 1974), wobei die stärkste Abnahme von 620 000 m³ (17. 5. 1973) auf

384 000 m³ (28. 2. 1974) in dem Zeitabschnitt mit der Sturmflutkette vom Herbst 1973 eintrat. Insgesamt sind oberhalb der Tiefenlinie NN — 4 m noch etwa 60 % der ursprünglichen Menge vorhanden (Abb. 16).

Für die Sandmassen oberhalb der höhergelegenen Horizonte (NN — 3 m usw.) ist während der Sturmperiode ebenfalls eine Abnahme der Zusatzsandmengen festzustellen. Bei den höhergelegenen Sandmassen fand aber zwischen Dezember 1972 und Mai 1973 zeitweilig eine Zunahme des Bestandes statt (Abb. 16), die mit der Bildung eines Sommerstrandes in Zusammenhang stehen dürfte.

Wie bereits erwähnt, ist der Uferabschnitt von 1,7 km Länge nicht repräsentativ für den Gesamtbereich der von der Vorspülung beeinflussten Uferabschnitte; dieses wird durch den wesentlich anderen Verlauf der zeitlichen Entwicklung des Sandvorrates auf der 8 km langen Uferstrecke bestätigt (Abb. 17).

Die Durchschneidung der Auftragung der Sandmassen oberhalb NN — 4,0 m mit denen oberhalb NN — 3,0 m und NN — 2,0 m auf Abbildung 17 ist darauf zurückzuführen, daß durch die starke Erweiterung der Rinne am Fuße des Vorstrandes starke Erosionen während der Sturmflutkette im Herbst 1973 auftraten, von denen die höhergelegenen Sandmassen nicht betroffen wurden.

Für die 8 km lange Uferstrecke ergibt sich für die Zeit vom 11. 10. 1972 bis zum 17. 5. 1973, also während des ersten Winters des Bestehens der Sandbühne, für die Sandvorräte über allen Horizonten eine Zunahme. Oberhalb der Tiefenlinie NN — 4,0 m trat dabei ein Anstieg auf nahezu 160 % ein (= 1 050 000 m³; 100 % = 680 000 m³); die Sandmasse oberhalb NN ± 0 m hat sich in diesem Zeitraum sogar verdoppelt (Abb. 17). Am auffälligsten aber ist, daß sich dieser Prozeß, wenn auch in geringerem Maße und mit Ausnahme der Massen oberhalb NN + 1,0 m und oberhalb NN — 4,0 m, auch in dem Zeitraum mit der Sturmflutkette (zwischen dem 17. 5. 1973 und dem 28. 2. 1974) fortsetzt. Trotz der Erosion durch die Rinne sind am 28. 2. 1974 oberhalb NN — 4,0 m mit 770 000 m³ annähernd 120 % der Vorspülungen von 100 % (= 680 000 m³) vorhanden. Die Sandmenge oberhalb NN — 2,0 m, die am 11. 10. 1972 rd. 63 % der Aufspülmenge von 100 % oberhalb NN — 4,0 m betrug, hat sich bis zum 28. 2. 1974 ebenfalls auf fast 120 % der Aufspülmenge erhöht.

Die Abnahme der Massen oberhalb NN + 1,0 m ist mit Sicherheit außer durch Lee-Erosionen durch Dünenabbrüche verursacht, die im Zeitraum der Sturmflutkette auch einen Teil der Sandzunahmen über den übrigen Horizonten bewirkt haben mögen.

Im ganzen kann aber die Zunahme der Sandmassen über die Vorspülmenge hinaus, vor allem in zwei Wintern, die mit Wellenenergien von 8800 kWh/m und 12 300 kWh/m die des Vorwinters mit 5400 kWh/m weitaus überschritten, nicht als Zufall angesehen werden, zudem die 8 km lange Uferstrecke normalerweise im Abbruch liegt und durch die Sturmfluten eher eine verstärkte Erosion über das normale Maß hinaus als eine Sedimentation erwartet werden konnte.

Da im Zeitraum zwischen dem 11. 10. 1972 und dem 17. 5. 1973 keine Dünenabbrüche auftraten und die Zunahme der Sandbestände auch so stark ist, daß Meß- und Auswertefehler (Beschickung o. ä.) ausscheiden, ist es als sicher anzusehen, daß seitlich der Bühne außer dem Abbruchmaterial vom Kopf der Bühne zusätzlich zum Vorspülstrand sand aus dem natürlichen Küstenlängstransport durch die Veränderungen der Brandungsströmungen abgelagert wurde. Das bestätigten auch Beobachtungen, die seitlich des eigentlichen Bühnenkörpers aus weißem Kaolinsand Wechsellagerungen von braunem Strandsand und weißem Kaolinsand erkennen ließen.

Mit Abb. 17 wird also die Erwartung bestätigt, daß der Uferabschnitt vor *Sylt* durch

die Vorspülung Zusatzsandmengen erhält, die nicht allein aus der Vorspülung selbst bestehen, sondern außerdem durch Ablagerung natürlichen Strandmaterials gebildet werden.

Wenn auch diese positive Wirkung auf das großräumige Geschehen (Uferabschnitt von 8 km Länge) durchaus zu begrüßen ist, so muß doch berücksichtigt werden, daß für die Beurteilung der Wirkung der Vorspülung nur der Uferabschnitt von Interesse ist, wo durch die Sandvorlage der Fuß der Längswerke gesichert und diese selbst vor dem konzentrierten Angriff der Brandung geschützt werden sollen. Dieser Abschnitt ist etwa 2,9 km lang (vgl. Abb. 15); die Aufmaße ergaben hier folgende Werte:

Aufmaß vom	Zusätzliche Sandmassen vor dem Uferschutzwerk (Länge 2,9 km) oberhalb NN - 4 m in m ³
29. 7. 1971	0
11. 10. 1972	680 000
17. 5. 1973	760 000
28. 2. 1974	540 000

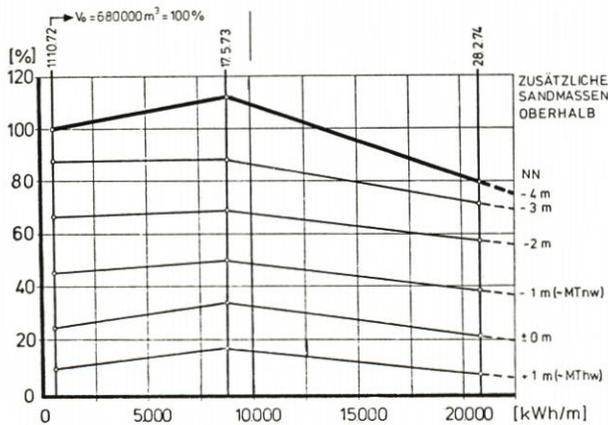
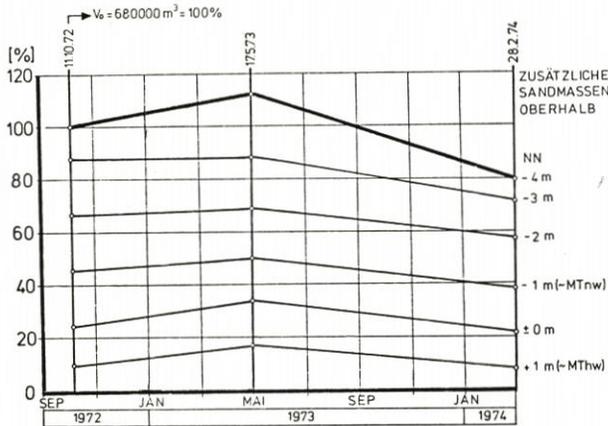


Abb. 18. Zusätzlicher Sandvorrat vor der befestigten Uferstrecke vor Westerland/Sylt (2,9 km) von 1972 bis 1974

Die zeitliche Entwicklung ist wie für die 1,7 km und 8 km langen Uferstrecken auf Abbildung 18 dargestellt. Die Entwicklung während des Winters 1972/73 stimmt mit der der 8 km langen Strecke (Abb. 17) überein; es findet über allen Horizonten eine Zunahme der Sandmassen statt mit Ausnahme der über NN — 3,0 m, wo die Sandmenge nahezu gleich bleibt. Im zweiten Winter 1973/74 nehmen aber die Sandvorräte über allen Horizonten ab, jedoch nicht in dem Maße wie auf der 1,7 km langen Uferstrecke (Abb. 16). Der Sandvorrat oberhalb NN — 4 m, der sich im Mai 1973 auf rd. 110 % der Ausgangsmenge erhöht hat, fällt auf 80 % nach dem Winter 1973/74 ab. Zu bemerken ist aber, daß die Abnahme der Sandvorräte über den anderen Horizonten meist schwächer ist als die über dem Horizont NN — 4,0 m (Abb. 18).

3.4 Halbwertszeit der Strandvorspülung

Die Entwicklung der Sandvorspülung vor *Westerland/Sylt* weicht wesentlich von der anderer Strandvorspülungen ab, bei denen das Material auf der zu erhöhenden Strandstrecke unmittelbar beim Einbau durch eine entsprechende Spültechnik verteilt wird.

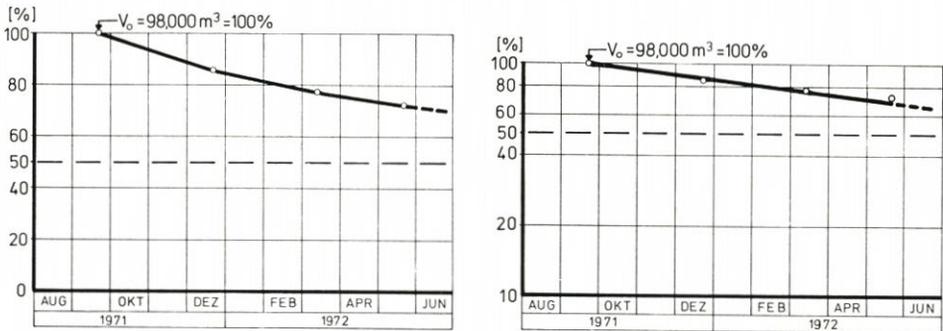


Abb. 19. Verhalten einer „linearen“ Strandaufspülung in Abhängigkeit von der Zeit

Die Abbildung 19 zeigt das kennzeichnende Verhalten einer solchen „linearen“ Vorspülung während des ersten Winters. Der Sandverlust ist in den ersten Zeitabschnitten nach der Aufspülung größer als in der Zeit danach. Es handelt sich hier um eine Vorspülung von $V_0 = 98\,000\text{ m}^3$ bei *Sierkesdorf/Ostsee*. Aber auch bei den Strandaufspülungen auf *Norderney* (KRAMER, 1952 und 1958; LUCK, 1968) war es stets so, daß auch bei normalen Sturmwindern die Verluste am Anfang am größten waren und dann abklingen, ohne jedoch ganz aufzuhören.

Das Verhalten solcher Vorspülungen kann mit dem Gesetz des radioaktiven Kernzerfalles beschrieben werden. Die einmalig vorgespülte Sandmenge V_0 nimmt nach dem Exponentialgesetz ab (FÜHRBÖTER, 1974b):

$$V(t) = V_0 \cdot 2^{-\frac{t}{t_{II}}}$$

$V(t)$ = Restvolumen V zur Zeit t

V_0 = vorgespülte Sandmenge zur Zeit $t = 0$

t = Zeit

t_{II} = Halbwertszeit = der Zeitraum, nach dem noch die Hälfte der vorgespülten Sandmenge V_0 vorhanden ist

Die einfachlogarithmische Auftragung auf Abbildung 19 zeigt, daß sich die Meßpunkte verhältnismäßig gut auf einer Geraden ordnen. Je stärker das Gefälle dieser Geraden ist, um so kleiner wird die Halbwertszeit, die unmittelbar auf der Abszisse zwischen $t = 0$ und der Abszissenordinate des Schnittpunktes der Geraden mit der 50-%-Ordinate erhalten wird.

Die Halbwertszeit einer Vorspülung ist ein unmittelbares Maß dafür, in welchen Zeitabschnitten sie wiederholt werden muß. Im Gegensatz zur ersten Aufspülung mit dem Volumen V_0 braucht dann aber nur die Hälfte dieses Volumens in den Abständen der Halbwertszeiten durch die Wiederholungsspülungen aufgebracht zu werden, damit die Anfangsmenge V_0 wieder hergestellt wird.

Anstelle eines linearen Zeitmaßstabes wie auf Abbildung 10 wird bei stark wechselnden Seegangsbedingungen eine auf die Summe der Wellenenergie bezogene, verzerrte Zeitskala auf den Abbildungen 16, 17 und 18 zweckmäßig sein. An die Stelle der Halbwertszeit tritt dann die Halbwertsenergie als der Energiebetrag aus der Wellenbelastung, der die Sandvorspülung gerade zur Hälfte abbaut. Bei genügend vielen Jahreskennzahlen der Wellenenergie kann auch ein Normaljahr aus dem Mittelwert der jährlichen oder jahreszeitlichen Wellenenergie definiert werden.

Diese exponentielle Abnahme der Sandmassen ähnlich dem radioaktiven Zerfall ist eine Erfahrung, die bei zahlreichen Sandvorspülungen an verschiedenen Küsten gemacht wurde.

Von diesem Erfahrungsverhalten weicht die Sandbuhnevorspülung vor *Westerland/Sylt* völlig ab, besonders, wenn das großräumige Geschehen auf der 8 km langen Uferstrecke beobachtet wird (Abb. 17). Dies erschwert eine Voraussage für das künftige Verhalten. Es hat nach Abbildung 17 den Anschein, als ob durch die Sandfangwirkung des Sandhöftes aus dem Ausgangsvolumen V_0 erst ein (größeres) Gleichgewichtsvolumen V_0' aufgebaut wird, das anschließend wie das einer linearen Strandaufspülung langsam abbricht. Die geringere Zunahme der Sandmassen oberhalb der einzelnen Horizonte im zweiten Sturmflutwinter 1972/73 deutet zumindest darauf hin. Für den 2,9 km langen Abschnitt vor der befestigten Uferstrecke (Abb. 18) tritt zwar schon eine Abnahme des Sandvorrates – unter der Wirkung der Sturmflutkette im Herbst 1973 – ein, aber auch hier ist noch keine Extrapolation möglich. Die Abnahme der Sandvorräte auf der 1,7 km langen Uferstrecke kann dagegen nicht als echter Verlust angesehen werden; dieser Abbruch war zur Verteilung des Sandes vor den anderen schutzbedürftigen Uferstrecken seitlich dieser Zone ohnehin eingeleitet.

4. Grundlage für künftige Sandnachspülungen

4.1 Häufigkeit der Nachspülungen

Maßgebend für die Beurteilung des Strandzustandes ist der besonders gefährdete 2,9 km lange, durch Längswerke und Bühnen geschützte Uferabschnitt vor *Westerland*. Nach den in den vorhergehenden Abschnitten wiedergegebenen Überlegungen wird eine Sandnachspülung für erforderlich gehalten, wenn

1. in diesem Abschnitt die Gesamtmenge des vorgespülten Sandes sich auf die Hälfte vermindert hat (s. 3.4) oder
2. an einzelnen Stellen der Sandvorrat für einen Schutz der Längswerke und Bühnen nicht mehr ausreicht.

Es bleibt jedoch zu prüfen, wie weit in Fällen örtlichen Sandmangels durch gezielte Baumaßnahmen herkömmlicher Art ein Ausgleich geschaffen werden kann, um auf unwirtschaftliche Nachspülungen kleiner Sandmengen verzichten zu können. In diesem Falle wird die Verminderung des Sandvorrates auf die Hälfte zum entscheidenden Kriterium für den Zeitpunkt einer Sandnachspülung.

Aus den bisherigen Beobachtungen geht hervor, daß nach der Peilung vom 28. 2. 1974 noch 80 % der vorgespülten Sandmenge auf dem 2,9 km langen Uferabschnitt vor *Westerland* lagen. Die Schutzfunktion des Sandvorrates ist für diesen Bereich also voll erhalten geblieben. Mit genügender Sicherheit kann geschlossen werden, daß dieser Schutz auch dann noch gegeben ist, wenn nur noch 50 % der ursprünglichen Sandmenge vorhanden ist. Jedoch ist diese Gewähr bei einer Unterschreitung von 50 % nicht mehr mit Sicherheit gegeben.

Nach diesen Überlegungen ist die Halbwertszeit zugleich die Zeit, nach deren Ablauf eine Nachspülung erforderlich wird, die dann nur die Hälfte der 1972 vorgespülten Sandmenge zu umfassen braucht, um den Ausgangszustand nach Abschluß der Vorspülung im Herbst 1972 wieder zu erreichen.

Die Halbwertszeit hängt auch davon ab, welche Wellenenergie die künftigen Winter liefern. Eine Extrapolation aus den bisherigen Messungen ist äußerst schwierig. Doch läßt sich schon heute abschätzen, daß eine Halbwertszeit von im Mittel 5 Jahren zu erwarten ist, wenn keine außergewöhnlichen hydrologischen Verhältnisse auftreten. Zu deren unmittelbarer Erfassung müssen die Wellenmessungen fortgeführt werden, wie zur Bestimmung ihrer mittelbaren Auswirkung weitere großräumige Strand- und Vorstrandmessungen – mindestens einmal jährlich – unternommen werden müssen.

4.2 Nachzuspülende Sandmengen

Wird der Strandzustand von Anfang 1974 mit dem von 1972 vor der Aufspülung verglichen, so sollte der vollständige Abbau der Sandvorspülung oberhalb der vorgenannten Zeitgrenzen liegen.

Jedoch wird zu überlegen sein, ob eine Abnahme des Strandes bis zu dem Zustand vor der Aufspülung 1972 wieder zugelassen werden kann, ohne daß sich ungünstige Einwirkungen auf die Schutzwerke ergeben. Ihre Sandeindeckung über die Ausgangshöhe 1972 hinaus sollte erhalten bleiben, um minimale Unterhaltungskosten der Bauwerke zu erreichen.

Einer am Strand erforderlichen Sandmenge von 350 000 m³, d. h. 50 % der 1972 aufgespülten Sandmenge, entspricht eine Fördermenge von 500 000 m³, weil mit Spülverlusten von rd. 30 % gerechnet werden muß. Vergleichsweise betrug die Fördermenge 1972 rd. 1 Mio. m³, von denen rd. 700 000 m³ Sand am Strand im Ausgangszustand abgelagert waren.

Die Nachspülmengen werden auch von der Kornzusammensetzung des Sandes abhängig sein, die sich in den Entnahmestellen findet, aus denen künftighin Sand entnommen werden wird, worauf sich die weiteren Untersuchungen erstrecken.

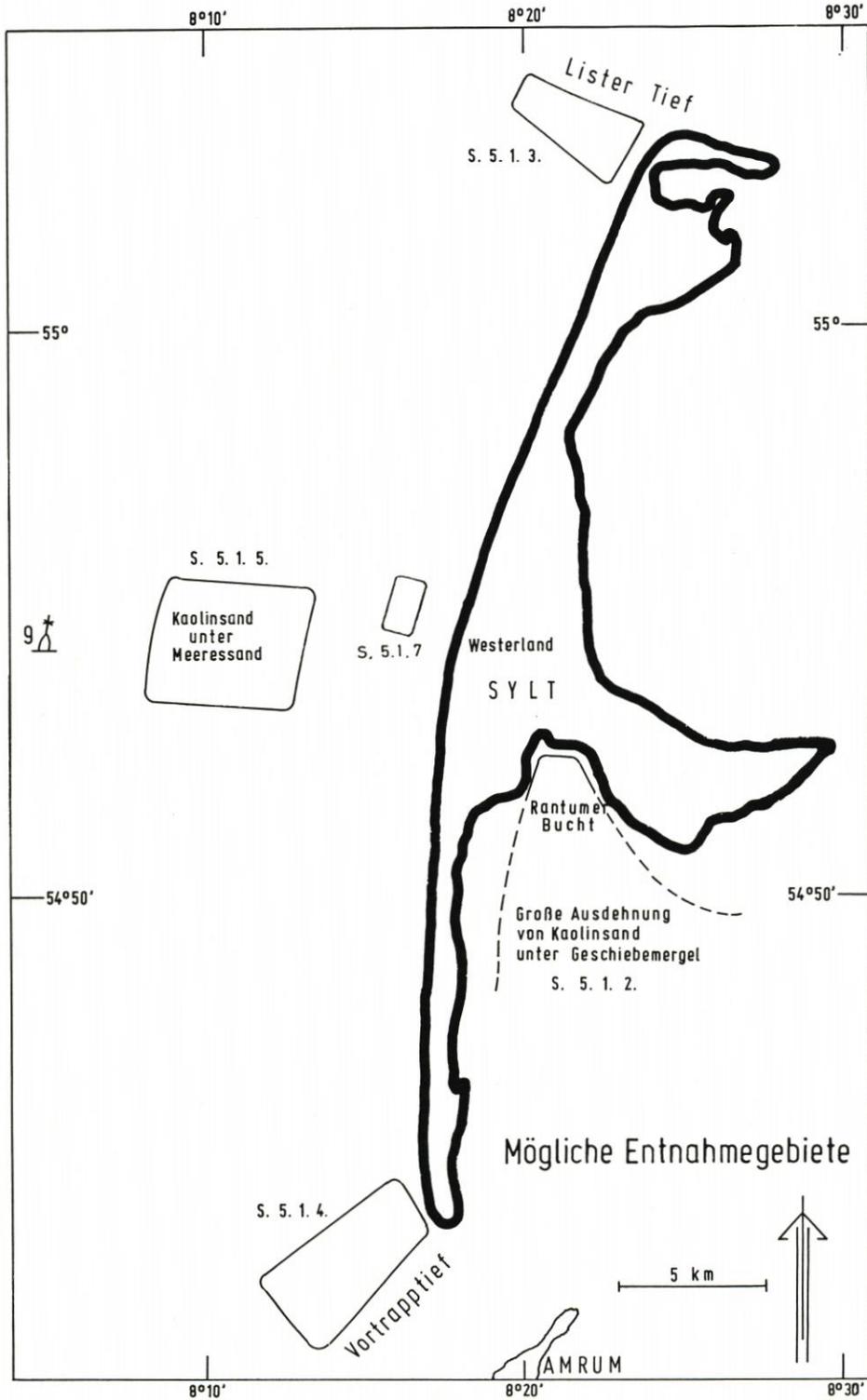
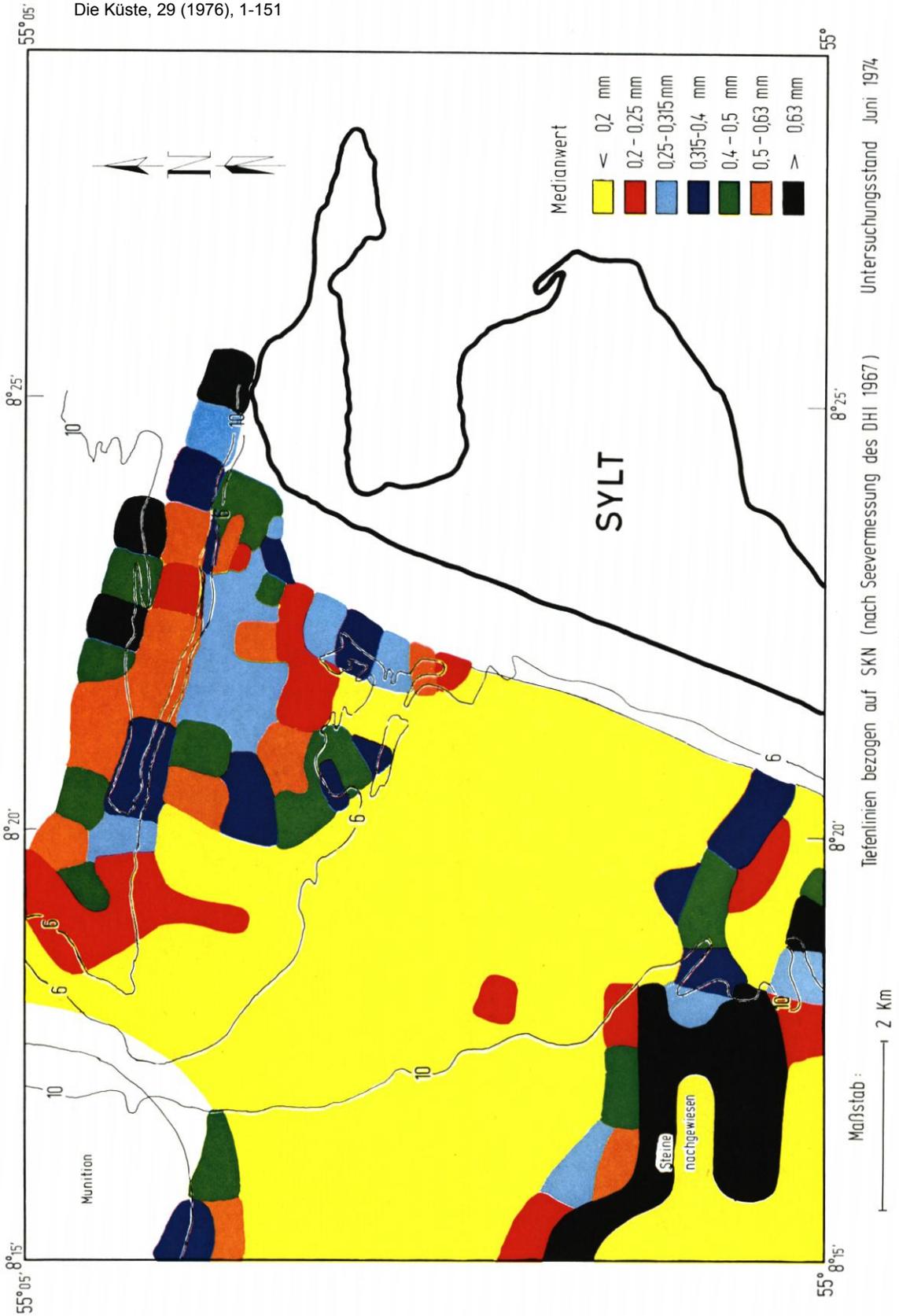


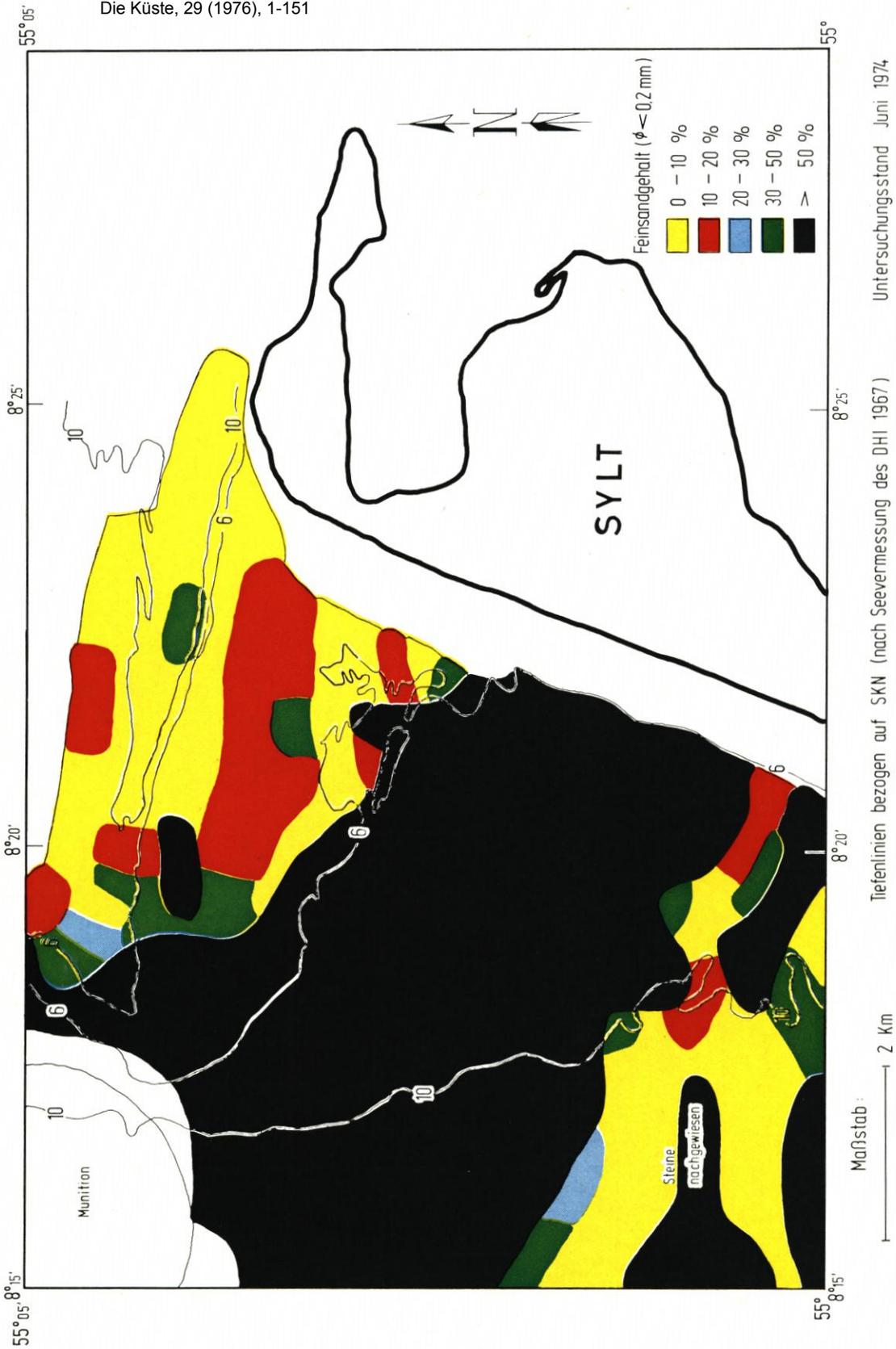
Abb. 20



Untersuchungsstand Juni 1974

Tiefenlinien bezogen auf SKN (nach Seevermessung des DHI 1967)

Abb. 21. Medianwert



Tiefenlinien bezogen auf SKN (nach Seevermessung des DHI 1967)

Abb. 22. Feinsandgehalt

5. Grundlagen der künftigen Sandzufuhr

5.1 Sandentnahmegebiete

5.1.1 Allgemeines

Für künftige Sandvorspülungen können je nach dem vorgesehenen technischen Verfahren verschiedene Sandentnahmegebiete in Betracht gezogen werden (Abb. 20), deren geologische Vor- und Nachteile hier kurz skizziert werden sollen. Die Angaben beruhen für das Gebiet westlich von *Sylt* auf den Untersuchungen im Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft und für den Untergrund des Watts auf der geologischen Karte 1 : 25 000 (DIETZ und HECK, 1952), dem Gutachten des Geologischen Landesamtes Schleswig-Holstein, Kornverteilung von Bohrproben für eine Sandvorspülung vor der Insel *Sylt*, sowie den mit Unterstützung der Deutschen Forschungsgemeinschaft durchgeführten Untersuchungen von D. HOFFMANN. Diese sind mit Ausnahme der Beschreibung eines Teilgebietes (HOFFMANN, 1974) noch nicht abgeschlossen und unveröffentlicht.

5.1.2 Sandentnahme aus dem Gebiet des Salzsandes am *Lister Tief*

Im Norden von *Sylt* werden im Flachwassergebiet am *Lister Tief* wie auch im Süden am *Vortrappief* große Sandmengen abgelagert. Am *Lister Tief* bilden sie in den deutschen Hoheitsgewässern den *Salzsand*. Er stellt eine nahe am *Lister Tief* sehr flache – zum

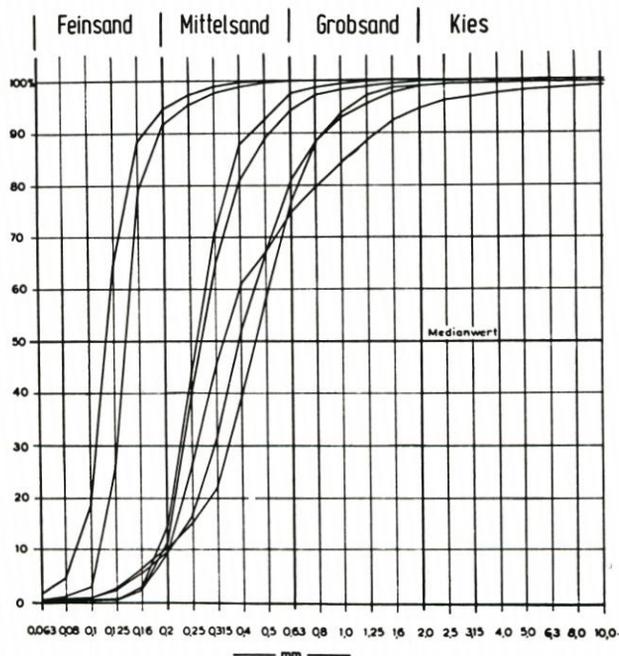
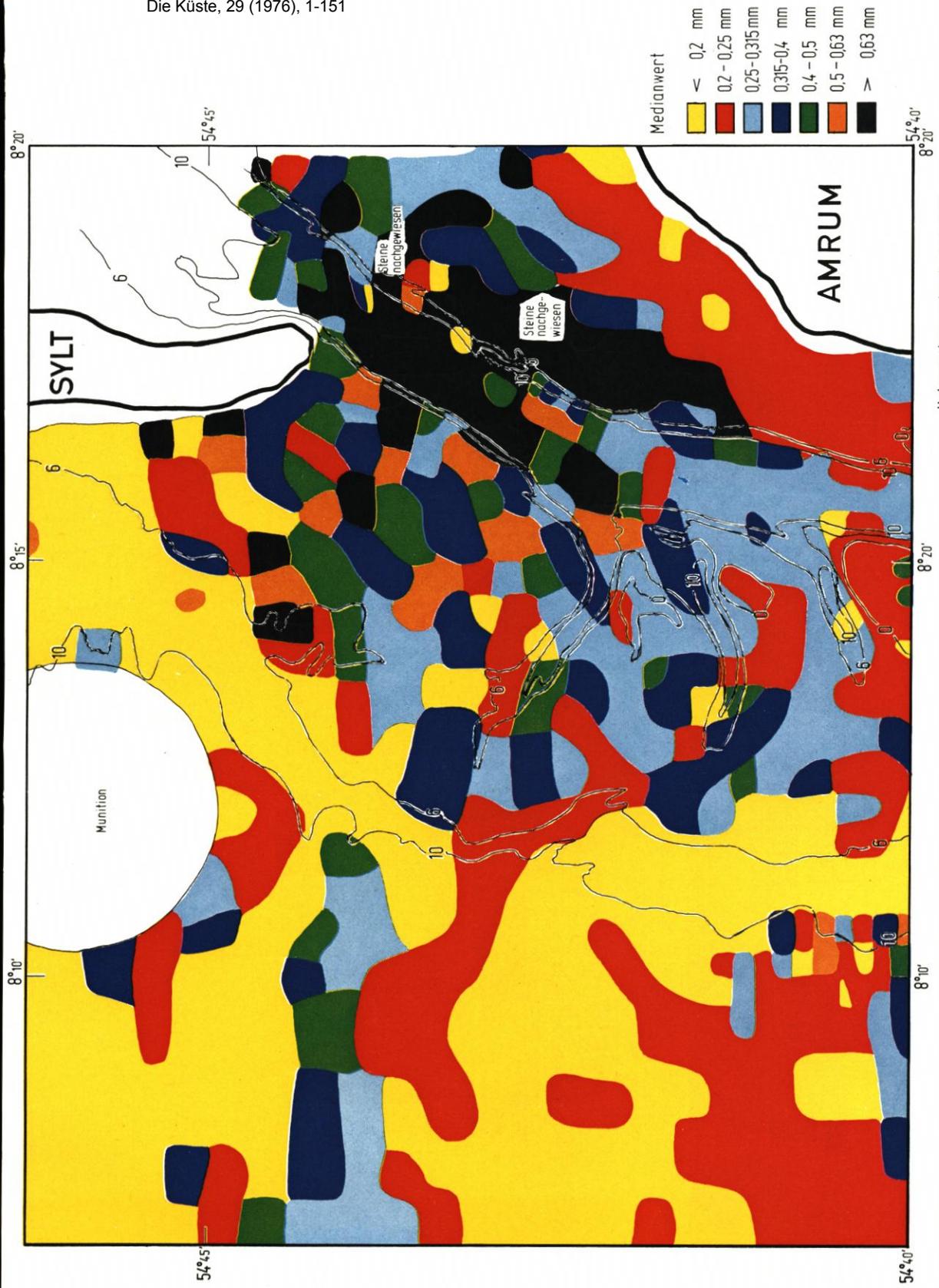


Abb. 23. Summenkurven aus dem Gebiet des Salzsandes



Tiefenlinien bezogen auf SKN (nach Seevermessung des DHI 1968

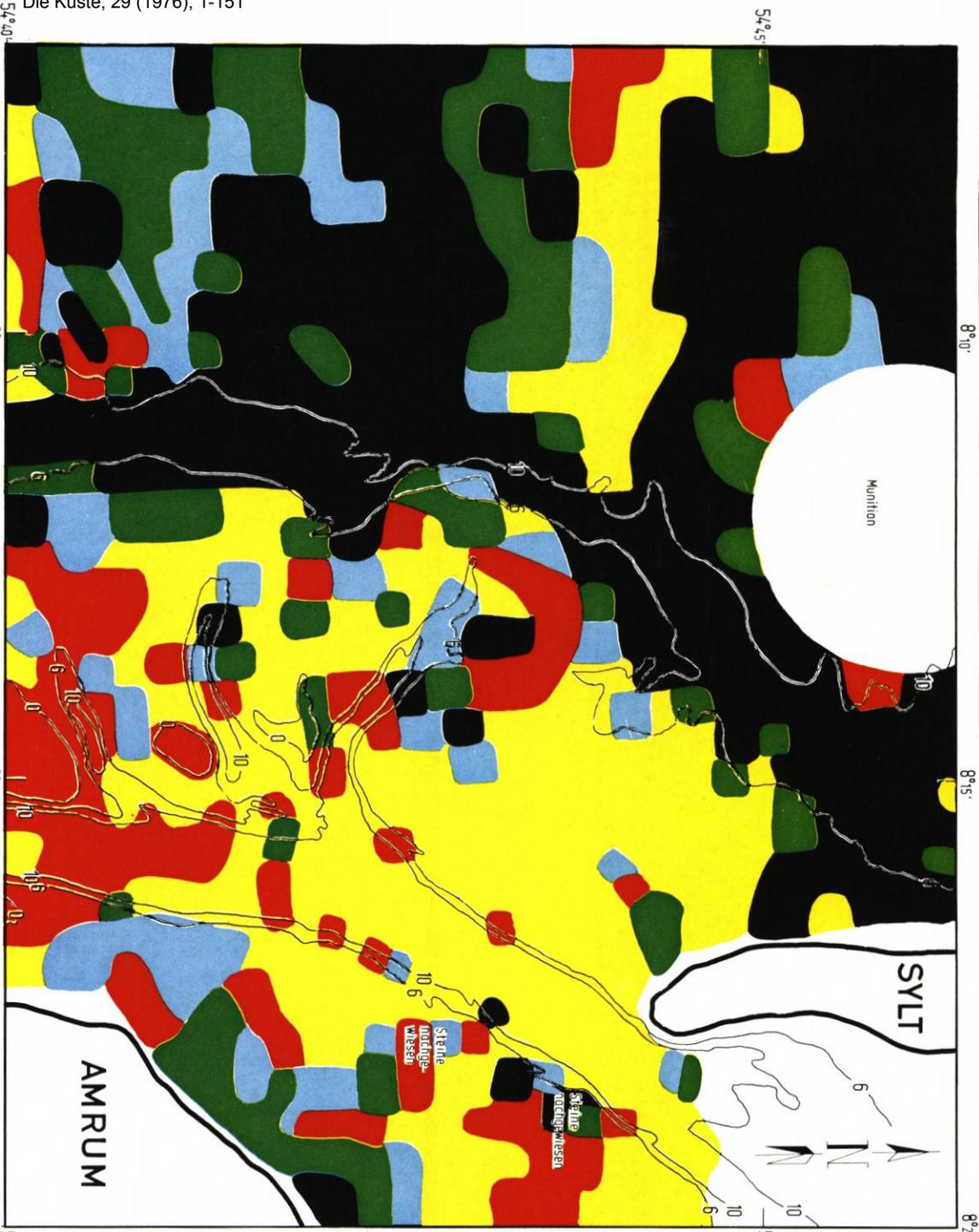
---Seewärtige Grenze der nachgewiesenen Verbreitung des

Keelsteendes watas dem belagerten Moorstrand

Untersuchungsstand Juni 1974

Maßstab :

Abb. 24. Medianwert



Feinsandgehalt ($\phi \leq 0,2 \text{ mm}$)

- 0 - 10 %
- 10 - 20 %
- 20 - 30 %
- 30 - 50 %
- > 50 %

Tiefenlinien bezogen auf SKN (nach Seevermessung des DHI 1968)

Maßstab: 1 2 Km

Abb. 25. Feinsandgehalt

Untersuchungsstand Juni 1974

Lister Tief steil, nach Süden dagegen sanft abfallende – Sandbank dar, in deren Bereich starke Gezeitenströme und meist schwere Brandung herrschen.

Die Kornverteilung im *Salzsand* zeigt nach Oberflächenproben (Abb. 21 und 22) und Kernen, im Gegensatz zum Vorstrand vor der Mitte von *Sylt*, eine deutliche Tiefenabhängigkeit der Korngrößen. Größere, für eine Sandvorspülung geeignete Materialien liegen nur oberhalb 6 m SKN (etwa NN – 7 m) im Gebiet der sehr starken Brandung. Der Feinsandgehalt bleibt hier unter 10 %, und Steine sind nicht zu erwarten.

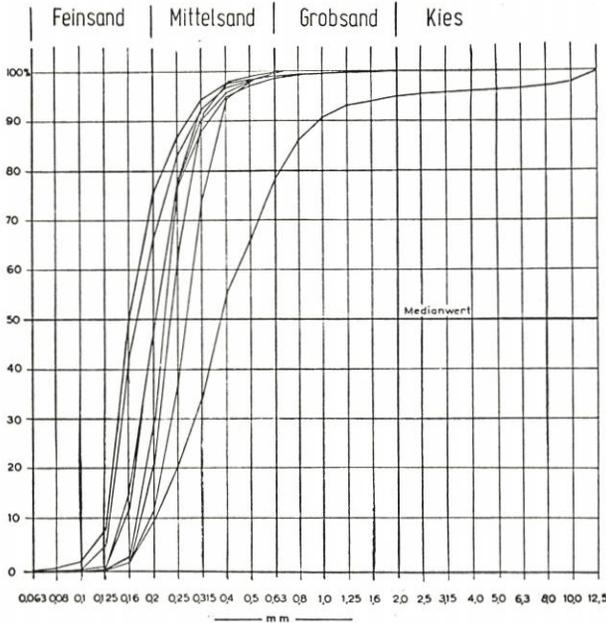


Abb. 26. Summenkurven aus dem nordwestlichen Vorfeld des Vortrapptiefs

Unterhalb 6 m SKN liegt dagegen eine mächtige Anhäufung von Feinsand mit meist über 90 % Feinsandgehalt ($< 0,2 \text{ mm } \varnothing$). Dieses Material ist für Sandvorspülungen vor *Sylt* ungeeignet. Einzelheiten können den Karten zur Sedimentverteilung (Abb. 21 und 22) und den typischen Summenkurven (Abb. 23) entnommen werden.

Abbauwürdig ist nur das Material in den ungünstigsten Tiefenbereichen, wobei besonders zu prüfen wäre, wie weit durch eine Materialentnahme die Strömungsrinnen beeinflusst und damit der Schifffahrtsweg und die Küste geschädigt werden.

5.1.3 Sandentnahme aus dem Flachwassergebiet westlich des Vortrapptiefs

Südwestlich von *Hörnnum*, westlich des *Vortrapptiefs*, liegt ein weiteres Flachwassergebiet, das allerdings wesentlich ausgedehnter als der *Salzsand* ist. Es zeigt eine ähnliche Kornverteilung in Abhängigkeit von der Wassertiefe (Abb. 24 und 25, typische Summenkurven in Abb. 26), wie schon für den *Salzsand* angegeben wurde. Unterhalb 6 m SKN (NN – 7 m) liegt wieder Feinsand, der für eine Sandvorspülung von der Inselmitte von

Sylt nicht geeignet ist. Oberhalb finden sich in einem ausgedehnten Gebiet größere Sande sehr wechselvoller Ausbildung, die aber insgesamt ein geeignetes Material darstellen würden. Der Feinsandgehalt in den Proben überschreitet selten 10 %.

Die Vorräte an größerem Sand oberhalb 6 m SKN sind erheblich größer als im *Salzsand*. Nach alten Seekarten kam allerdings ZAUSIG (1939) zum Ergebnis, daß unter diesem Flachwassergebiet ein Moränenkern aus Geschiebemergel oder ähnlichem Material zu erwarten wäre. Entsprechend wären auch große Steine wahrscheinlich. Die geologischen Untersuchungen der letzten Jahre haben keinerlei Anzeichen für die Richtigkeit der Interpretation der alten Karten durch ZAUSIG (1939) ergeben. Trotzdem sollte die Frage vor einer eventuellen Entscheidung für eine Sandentnahme in diesem Gebiet überprüft werden.

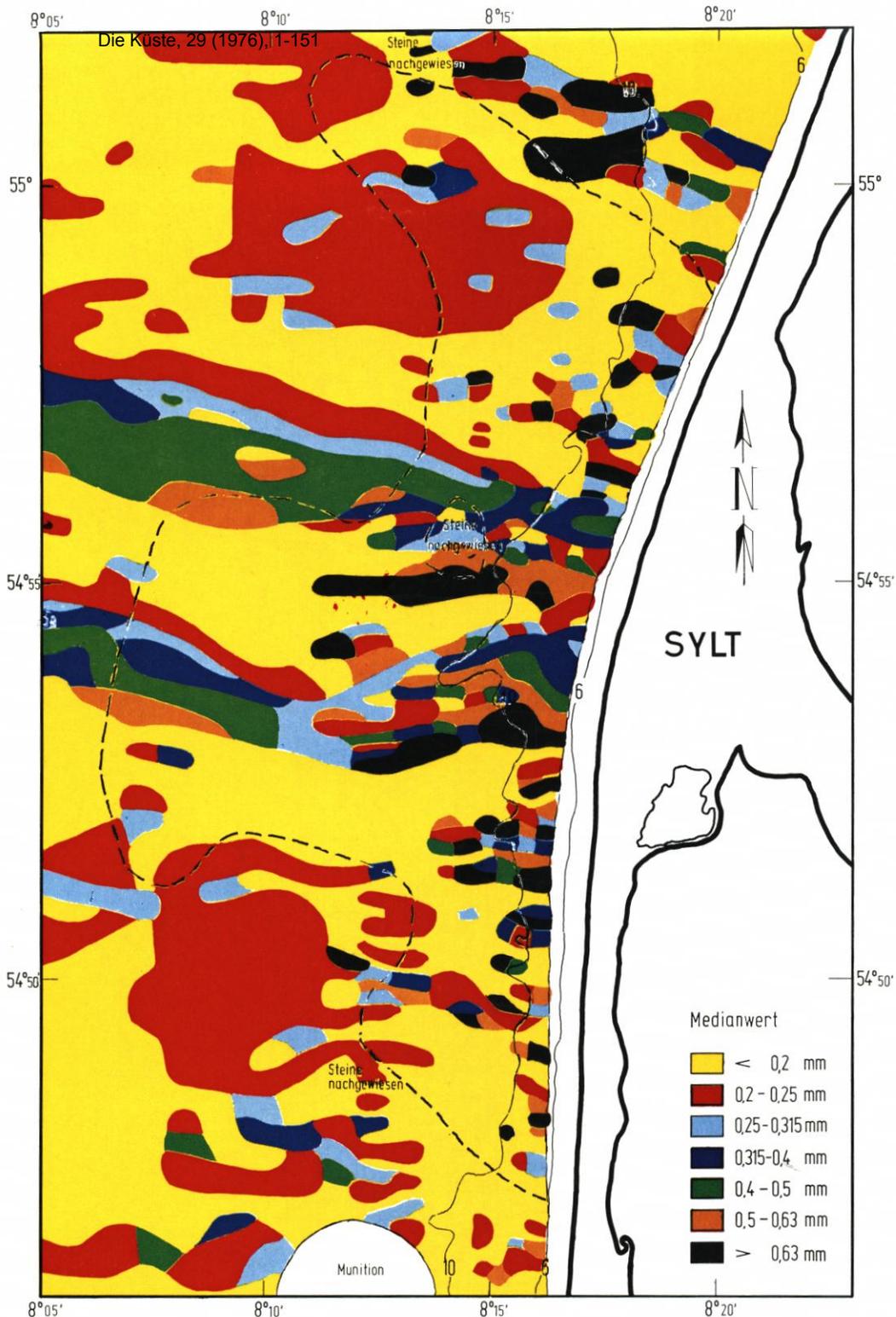
Das Material geeigneter Kornverteilung liegt auch hier wieder in einem Bereich starker Strömungen und starker Brandung. Die möglichen Auswirkungen auf Schifffahrtsweg und Küste bedürfen, ähnlich wie am *Salzsand*, größter Aufmerksamkeit, besonders in Anbetracht der ohnehin schwierigen Bedingungen an der Küste vor *Hörnum*.

5.1.4 Sandentnahme im Seegebiet westlich der Inselmitte von Sylt

Als weiteres mögliches Sandentnahmegebiet bietet sich das Vorfeld der *Sylter Westküste* an. Hier beträgt die Mächtigkeit des holozänen Meeressandes bis in die Nähe des *Elbe-Esbjerg-Weges* meist unter 1,5 m. Die Kornverteilung ist sehr wechselhaft und schwankt zwischen feinen Wandersanden und groben Restsedimenten mit weniger als 10 % Feinsandgehalt. Die Verteilung der Sedimente am Meeresboden ist in den Abbildungen 27 und 28 wiedergegeben, typische Summenkurven finden sich in Abbildung 29. Der Aufbau der Profile ist nach Vibrocorerkernen uneinheitlich, aber es gibt ausreichend große Gebiete für den Abbau sehr erheblicher, für Sandvorspülungen geeigneter Sandmassen.

In einem weiten Bereich westlich des Mittelabschnittes von Sylt wird die Basis des holozänen Meeressandes von Kaolinsand in der gleichen Zusammensetzung wie im Sandentnahmegebiet in der *Rantum Bucht* gebildet (Abb. 27 und 28). Ursprünglich auch hier über dem Kaolinsand vorhandener Geschiebemergel ist teilweise bis in reichlich 10 km Landentfernung abgetragen. Als Rest sind Steine möglich und an einzelnen Stellen auch am Meeresboden nachgewiesen. Mit einer größeren Verbreitung von Steinen an der Oberfläche des Kaolinsandes und unter einer Decke von holozänem Meeressand muß gerechnet werden. An anderen Stellen liegt der holozäne Meeressand auf Geschiebemergel.

Ein besonderes Problem stellt hier der erforderliche Schutzabstand von der Küste zur Vermeidung negativer Rückwirkungen dar. Nach Aufbau und Verteilung der Sedimente (KÖSTER, 1974) beginnt der Angriff der See auf den Inselsockel bei 12 bis 14 m Wassertiefe, im allgemeinen 5 bis 6 km Uferentfernung entsprechend. Seewärts dieser Grenze überwiegt der Einfluß der Strömungen mit Transport von Wandersanden. Zum Land hin wird die Wirkung der Wellen relativ zu den Strömungen immer stärker, um schließlich in der Brandungszone zu überwiegen. Hier treten zu den Transportvorgängen starke Umlagerungen und Abtragungen. Deshalb sollte im Bereich landwärts der genannten Grenze kein Sand entnommen werden.



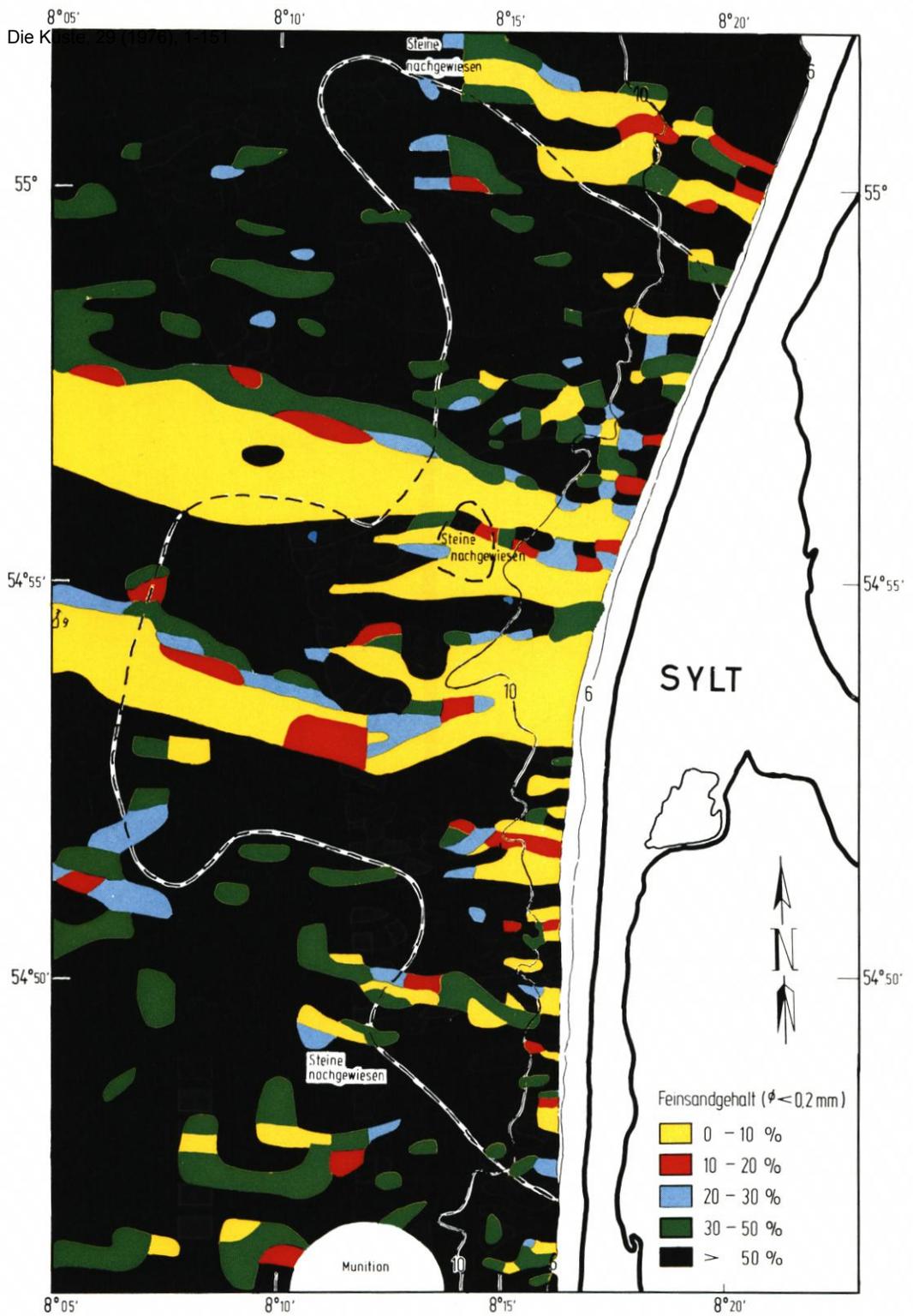
8°05' 8°10' 8°15' 8°20' 8°05' 8°10' 8°15' 8°20'

Tiefenlinien bezogen auf SKN (nach Seevermessung des DHI 1967 u. 1968) Untersuchungsstand Juni 1974

--- Seewärtige Grenze der nachgewiesenen Verbreitung des Kaolinsandes unter dem holozänen Meeressand

Maßstab: 4 Km

Abb. 27. Medianwert



Tiefenlinien bezogen auf SKN (nach Seevermessung des DHI 1967 u. 1968) Untersuchungsstand Juni 1974

Maßstab:

4 Km

Abb. 28. Feinsandgehalt

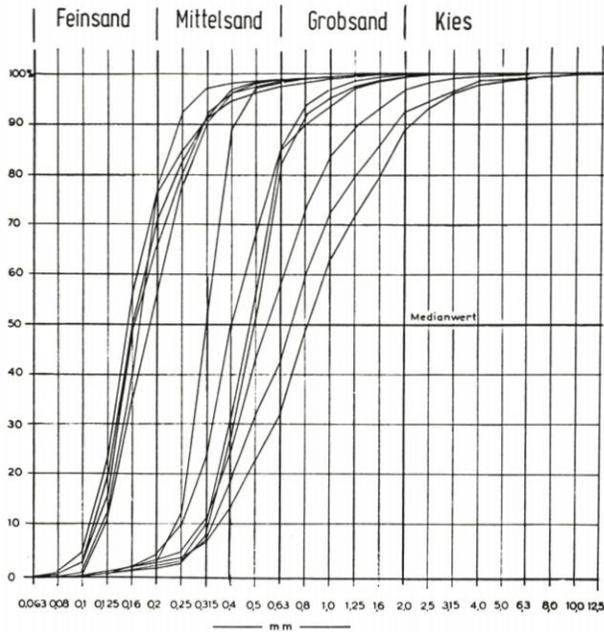


Abb. 29. Summenkurven aus dem Seegebiet westlich von Sylt

5.1.5 Sandentnahme aus dem Untergrund des Watts zwischen Sylt und Föhr

Für die Sandvorspülung 1972 ist Kaolinsand aus dem Untergrund der *Rantumener Bucht* verwendet worden. Deshalb ist dieses Gebiet auch für künftige Entnahmen von Interesse. Für den Kaolinsand kann hier mit einer Mächtigkeit von bis zu 80 m gerechnet werden. Er ist im Untergrund des gesamten Wattbereiches zwischen *Sylt* und *Föhr* zu erwarten, so daß der Gesamtvorrat außerordentlich groß ist.

An vielen Stellen wäre ein Abbau aber nur unter erschwerten Bedingungen möglich als Folge einer teilweisen Überlagerung mit Geschiebemergel, dessen Grenzen nur ungenau bekannt sind. Der Geschiebemergel hat wahrscheinlich ursprünglich das gesamte Gebiet überdeckt, ist in Teilbereichen aber später abgetragen worden, wobei als Rest möglicherweise Steine verblieben sind.

Über den genauen Umfang und die Mächtigkeit des Geschiebemergels wie über die Häufigkeit und Größe der Steine liegen gegenwärtig nur unvollständige Kenntnisse vor. Deshalb ist es dringend erforderlich, vor weiteren Materialentnahmen diese Frage durch geeignete geologische Untersuchungen zu klären. Es darf jedoch angenommen werden, daß nach ausreichender Klärung der geologischen Voraussetzungen aus dem Untergrund des Watts zwischen *Sylt* und *Föhr* noch große Kaolinsandmengen ohne Schädigung der angrenzenden Küsten entnommen werden können.

5.1.6 Sandentnahme aus der Insel

Eine weitere Möglichkeit ist die Sandentnahme aus der Insel südlich *Westerland*.

Über den Aufbau dieses Gebietes liegen nur unzureichende Daten vor. Aus der geologischen Karte 1 : 25 000 und dem Erläuterungsheft (DIETZ und HECK, 1952) sind folgende Bohrungen zu entnehmen:

Bohrung 28 (r 54 885, h 83 775):

- 0— 3,10 Dünensand (Holozän)
- 7,40 Klei, Torf und Moorerde (Holozän)
- (— 8,60) hellbrauner Feinsand (Pleistozän)

Bohrung 22 (r 55 385, h 84 650):

- 0— 0,90 Flugsand (Holozän)
- 2,40 Klei und Torf (Holozän)
- (— 6,00) dunkelbrauner Feinsand (Pleistozän)

Bohrung 61 (r 56 035, h 84 535):

- 0— 2,50 Klei, teilweise humoser Klei oder dunkelbrauner heller Sand (Holozän)
- 4,10 Torf und Moorerde (Holozän)
- 10,20 Geschiebelehm (Pleistozän)
- (— 11,20) Mittel- und Grobsand (pleistozäner Schmelzwassersand?)

Bohrung 57 (r 57 600, h 84 375):

- 0— 2,00 Klei (Holozän)
- 2,60 Torf mit Holzresten (Holozän)
- 4,60 Mittelsand, Steine, Geröll (Pleistozän)
- 7,80 Ton und Ton-Gyttja mit Pflanzenresten (Pleistozän, Interglazial)
- (— 11,20) Mittel- und Grobsand (pleistozäner Schmelzwassersand?)

Bohrung 109 (r 57 460, h 83 910):

- 0— 4,00 Klei und Torf (Holozän)
- 5,30 steiniger Sand (Pleistozän)
- (— 9,30) graugrüner Ton (Pleistozän, Interglazial)

Allgemein ergibt sich, daß der für Sandvorspülungen in erster Linie geeignete Kaolinsand in keiner der Bohrungen mit Sicherheit erreicht worden ist. Er wird von mehr als 10 m Sediment überlagert, darunter 5 m oder mehr Geschiebelehm und wenigstens in Teilgebieten von einigen Metern Ton. Mit erheblichen lokalen Unterschieden in der Schichtfolge muß gerechnet werden.

Einige Ergänzungen sind HOFFMANN (1969) zu entnehmen. Die Mächtigkeit der Marsch über dem Pleistozän liegt im allgemeinen zwischen 0 und 3 m und wird nur in Rinnen etwas höher.

5.1.7 Vergleich der möglichen Entnahmegebiete

Nach Abwägung aller Gesichtspunkte erscheint aus geologischen Gründen eine Sandentnahme beiderseits der Verbindungslinie *Westerland-Tonne 9* im *Elbe-Esbjerg-Weg* (Abb. 20) in mindestens 5 und höchstens 10 km Uferentfernung am empfehlenswertesten. Dort kann eine Schichtfolge aus holozänem Meeressand und pliozänem Kaolinsand ohne schädliche Rückwirkungen auf die Küste gewonnen werden. Auf mögliche kleine Restvorkommen von Geschiebemergel und auf Steine ist dabei zu achten.

Sandgewinnung und Sandtransport nach diesen Angaben stoßen jedoch auf schwierige technische Probleme (s. 5.2). Sollte eine Lösung gefunden werden, indem zunächst Sand in 1,5 km bis 2 km Entfernung vom Ufer – also innerhalb des kritischen Gebietes –

entnommen wird und später das Baggerloch mit in der angegebenen äußeren Zone gewonnenem Material wieder aufgefüllt wird, so erlaubt der Bodenaufbau ein solches Verfahren. Die Schichtfolge im Bereich um 1,5 km bis 2 km Uferentfernung entspricht der im empfohlenen Sandentnahmegebiet in 5 bis 10 km Uferentfernung. Hier liegt der gleiche Kaolinsand unter nur wenigen Dezimetern Meeressand. Steine sind ebenfalls wahrscheinlich. Es muß jedoch damit gerechnet werden, daß der nachträglich in die Baggerlöcher verbrachte Sand lockerer gelagert und damit leichter erodierbar ist als der Kaolinsand in seiner ursprünglichen Lagerung.

Dieses Problem verdient besondere Beachtung, da das in Frage kommende Feld nach den geologischen Untersuchungen im Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ ein ausgeprägtes Abtragungsgebiet darstellt (ANWAR, 1974 und KÖSTER, 1974). Die wenigen Dezimeter holozänen Meeressandes auf dem Kaolinsand sind ausgeprägte Restsedimente und stellen umgelagerten und ausgewaschenen Kaolinsand ohne größere Materialzufuhr aus der Umgebung dar. Jede Schwächung dieser Zone könnte negative Auswirkungen auf den Inselsockel und damit auf die Küste haben.

Es muß deshalb empfohlen werden, eine Sandentnahme in 5 km bis 10 km Entfernung mit Zwischenlagerung in einem Baggerloch (Abb. 20) in 1,5 km bis 2,5 km Entfernung vom Ufer nur nach sorgfältigen Vorarbeiten vorzusehen. Hierzu sind dann folgende Untersuchungen angebracht:

1. Regelmäßige jährliche Vermessung eines für die Zwischenlagerung geeigneten 2 km² großen Gebietes, das durch die nachstehenden Gaus-Krüger-Koordinaten festgelegt werden kann:

NW-Ecke:	r 53 100	h 89 050
NE-Ecke:	r 54 100	h 88 750
SW-Ecke:	r 52 500	h 87 150
SE-Ecke:	r 53 500	h 86 850

Das Auflösungsvermögen der Vermessung muß so groß sein, daß schon geringe Veränderungen erfaßbar sind.

2. Regelmäßige jährliche Probenentnahme an festgesetzten Punkten zur sedimentologischen Bearbeitung, um die natürliche Veränderung vor einer Baggerung wie auch die Einstellung eines neuen Gleichgewichtes in dem umgrenzten Gebiet nach einer Verfüllung zu erfassen. Der Probenabstand sollte 200 m nicht überschreiten. Eine bodenmechanische Untersuchung über das voraussichtliche Verhalten des Sandes, mit dem das Baggerloch der Zwischenlagerung wieder verfüllt wird, gegenüber der Erosion ist zu erstellen.

Die Untersuchungen können durch Unterlagen ergänzt werden, die aus dem Schwerpunkt „Sandbewegung im Küstenraum“ über Probenentnahmen in den Jahren 1968/69 und 1972 verfügbar sind. Jedoch erlauben sie für sich allein noch keine Aussage über die Größe des Risikos.

Bei der Beurteilung einer Sandentnahme aus der Insel ist zu berücksichtigen, daß eine starke Deckschicht abzuräumen ist. Der Kaolinsand kann erst in einer Tiefe von rd. 10 m erreicht werden. Das genaue Ausmaß der Deckschicht und der daraus folgende Aufwand für deren Entfernung kann jedoch aus den bisher vorhandenen geologischen Daten nicht abgeleitet werden. Dazu wären weitere Aufschlußbohrungen erforderlich, die sich vor allem über den wichtigen westlichen Teil des Gebietes nördlich des *Rantum-Beckens* erstrecken müßten. Ein besonderes Problem stellt außerdem eine mögliche Versalzung des Grundwassers dar, wenn entnommener Kaolinsand durch Meeressand ersetzt werden soll.

5.2 Sandgewinnung, Sandtransport, Sandeinbau

5.2.1 Nutzung seeseitiger Entnahmegebiete

5.2.1.1 Sandzufuhr aus dem Gebiet des Salzsandes

Es liegt der Gedanke nahe, die aus dem Abbruch des seewärtigen *Sylter Strandes* nach Norden verdrifteten Sande im Bereich des *Salzsandes* wieder zu gewinnen und im Kreislauf dem Strand durch Aufspülen wieder zuzuführen. Geologische Untersuchungen (s. 5.1.3) haben ergeben, daß der *Salzsand* in den Oberflächensedimenten geeignete Sandkörnungen für eine Vorspülung ($> 0,2$ mm) nur oberhalb SKN — 6 m aufweist. Da die Wassertiefen auf dem *Salzsand* überwiegend SKN — 4 m bis — 5 m betragen und die Kerne bis höchstens 2 m tief reichen, ist das Vorhandensein geeigneter Sande nur mit 1 bis 2 m Mächtigkeit nachgewiesen. Wird eine mittlere Schichtstärke von 1,5 m angenommen, so würde die erforderliche Sandmenge von 500 000 m³ auf einer Fläche von rd. $\frac{1}{3}$ km² gewonnen werden können. Bei der großen Ausdehnung des *Salzsandes* von rd. 8 km² und unter Berücksichtigung der größeren Schichtstärken im nördlichen Bereich wäre eine solche Entnahme vertretbar, zumal mit einer Wiederaufsandung gerechnet werden kann. Es müßte allerdings beobachtet werden, ob die Bodenentnahme auf natürliche Weise wieder aufgefüllt wird, um entscheiden zu können, ob im Zeitabstand von etwa 5 Jahren auf längere Sicht Spülboden gewonnen werden kann, ohne daß der Bestand des *Salzsandes* gefährdet und das morphologische Gleichgewicht im Mündungsbereich des *Lister Tiefs* nachteilig verändert werden.

Die Gewinnung des Sandes bereitet allerdings Schwierigkeiten. Für den Abbau sind wegen der geringen Schichtstärke nur Schleppkopf-Saugbagger geeignet. Für ihren Einsatz sind die vorhandenen Wassertiefen auf dem *Salzsand* jedoch nicht ausreichend, weil wirtschaftlich einsetzbare Geräte mit einer Ladefähigkeit von mindestens 3000 m³ im allgemeinen Tiefgänge von rd. 7 m und mehr und nur in Einzelfällen bei Sonderbauweisen etwa 5 bis 6 m haben. Es gibt zwar kleine Geräte dieser Art, ihre Seegängigkeit ist aber so begrenzt, daß ein Einsatz in diesem stark seegangs- und brandungsgefährdeten Gebiet nicht erwogen werden kann.

Somit scheidet der *Salzsand* als mögliches Sandentnahmegebiet aus.

5.2.1.2 Sandzufuhr aus dem Flachwassergebiet westlich des Vortrapptiefs

Der aus dem seeseitigen Strandabtrag der *Insel Sylt* nach Süden verdriftete Sand baute die Sandbank südwestlich von *Hörnum Odde* bzw. westlich des *Vortrapptiefs* auf. Auch hier könnte daran gedacht werden, den am Strand verlorenen Sand wieder aufzunehmen und in den Erosionsbereich des Strandes zurückzubringen. Geologische Untersuchungen der Sandbank (s. 5.1.4) haben ergeben, daß für die Aufspülung geeignete Sandkörnungen ($> 0,2$ mm) ebenso wie auf dem *Salzsand* nur oberhalb SKN — 6 m anstehen. Die Oberfläche der Bank liegt überwiegend auf SKN — 4 m bis SKN — 5 m, so daß geeignete Spülsande aus den gleichen Gründen wie beim *Salzsand* nur mit einer Mächtigkeit von 1,5 m nachgewiesen sind. Für die Gewinnung von 500 000 m³ Spülsand müßte also auch hier eine Fläche von rd. $\frac{1}{3}$ km² abgetragen werden. Die Entnahme wäre im Hinblick auf die Ausdehnung dieses Flachwassergebietes von rd. 15 km² vertretbar,

zumal auch hier mit einer Wiederauflandung gerechnet werden kann (LAMPRECHT, 1955), was aber noch genauer zu untersuchen wäre.

Da die Schichtstärke der für eine Aufspülung geeigneten Sande etwa ebenso gering ist wie auf dem *Salzsand* (s. 5.2.1.1), müßten für die Gewinnung und den Abtransport wiederum Schleppkopf-Saugbagger eingesetzt werden. Wegen des großen Tiefgangs wirtschaftlich einsetzbarer Geräte dieses Baggertyps und wegen der starken Seegangs- und Brandungsgefährdung in diesem Flachwasserbereich kann eine Sandentnahme aus dem Flachwassergebiet westlich des *Vortrapptiefs* ebensowenig in Betracht gezogen werden wie aus dem Bereich des *Salzsandes*.

5.2.1.3 Sandzufuhr aus dem Seegebiet westlich der Inselmitte von Sylt

Geologische Untersuchungen (s. 5.1.5) haben ergeben, daß auch im Seegebiet westlich von *Sylt* geeignete Sande für eine Aufspülung gewonnen werden können. Bei den Überlegungen über eine Sandentnahme aus diesem Gebiet ist zu berücksichtigen, daß nicht nur der Strand und Vorstrand der *Insel Sylt*, sondern auch der Inselsockel abbruchgefährdet sind. Da die erodierende Wirkung der Seegangskräfte bis in Wassertiefen von 12 bis 14 m festgestellt wurde, sollte eine Sandentnahme landwärts dieser Tiefenlinien vermieden werden. Das bedeutet, daß das Entnahmegebiet mindestens 5 km westlich des Inselstrandes liegen würde. Andererseits kann das Entnahmegebiet nicht weiter als 10 km nach Westen ausgedehnt werden, weil dort der stark befahrene *Elbe-Esbjerg-Weg* nahezu küstenparallel vorbeiführt. Eine Entnahme wäre also in einem Bereich zwischen etwa 5 und 10 km Entfernung westlich der *Insel Sylt* möglich. Für die Gewinnung aus dem Seegebiet westlich *Sylt*, den Transport und den Sandeinbau sind im wesentlichen folgende vier technische Lösungen denkbar (Abb. 30):

- a) Der Boden wird im Entnahmegebiet – 5 km vor dem Strand – von einem Saugbagger gewonnen und über eine Rohrleitung direkt auf das Spülfeld gefördert.
- b) Der Boden wird seewärts vom Riff – rd. 2 km vor dem Strand – von einem Saugbagger gewonnen und über eine schwimmende Rohrleitung direkt auf das Spülfeld gefördert. Der entstandene Entnahmekolk wird von einem Hoppersaugbagger mit Material aus dem in der Lösung a) angegebenen Entnahmegebiet wieder aufgefüllt.
- c) Ein Hoppersaugbagger gewinnt den Boden im Entnahmegebiet und verklappt ihn außerhalb des Riffgebietes auf etwa 10 m Wassertiefe, von wo ein Cutterbagger den Boden wieder aufnimmt und ihn auf den Strand spült.
- d) Ein Hoppersaugbagger gewinnt den Boden im Entnahmegebiet, transportiert ihn zu einem Spülgerüst oder zu einer Übergabeboje – etwa 2 km vor dem Strand – und spült ihn von dort über eine Rohrleitung auf das Spülfeld.

Die Lösung a) ist zunächst die naheliegendste (Abb. 30). Die wichtigste Voraussetzung dafür ist jedoch, daß es auf dem Markt seegängige Saugbagger gibt, die für einen Einsatz in dem unruhigen Seegebiet vor *Sylt* geeignet sind. Tatsächlich ist auf dem Markt der Trend zum seegängigen Saugbagger festzustellen. Soweit bekannt, sind zwei sehr leistungsfähige Saugbagger „Slidrecht 27“ und „Gravelines“ mit nachfolgenden Hauptdaten bereits im Einsatz, und ein weiteres Gerät „Slorp“ befindet sich in der Planung.

Der Einsatz seegängiger Geräte ist also denkbar. Ihre hohe Förderleistung setzt für einen wirtschaftlichen Einsatz aber eine Mächtigkeit der zu fördernden Bodenschicht von mindestens 20 m voraus. Da zu erwarten ist, daß im Entnahmegebiet bis mindestens 60 m Tiefe Kaolinsande anstehen, ist diese Bedingung erfüllt.

Name:	Sliedrecht 27	Gravelines	Slorp (Projekt)
Typ:	Ponton	Katamaran	Schiffsrumpf
Daten:			
Länge	79,10 m	75,70 m	139 m
Breite	12,90 m	26,50 m	25 m
Tiefgang	4,60 m	6,00 m	3,5 m
Antriebsleistung (insgesamt)	9 735 PS	6 900 PS	17 500 PS
Saugtiefe	60 m	50 m	65 m
Wochenleistung (m ³ Sand)	rd. 300 000	rd. 500 000	rd. 400 000
Spülrohrdurchmesser	90 cm	85 cm	90-100 cm

Während die Spülweite vom Entnahmegebiet zum Strand von reichlich 5 km für die genannten Großgeräte überwindbar ist, bereitet die Sicherung der schwimmenden Spülrohrleitung gegen Strömung, Wellengang und Brandung Schwierigkeiten. Der Aufwand ist nicht nur wegen der erforderlichen großen Zahl von Verankerungen, des großen Überwachungsaufwandes und der hohen Störanfälligkeit einer seegangs- und strömungsbeanspruchten Schwimmrohrleitung sehr groß und damit kostspielig. Dazu kommt, daß die Eigner der genannten Großgeräte noch nicht über derartig lange, seegangsbeständige schwimmende Spülrohrleitungen verfügen und deshalb speziell für diesen Auftrag zusätzliche Investitionen tätigen müßten. Das seegangsbedingte Risiko für schwimmende Spülrohrleitungen ließe sich mit einer am Meeresboden verlegten Spülrohrleitung vermindern, allerdings würde diese Lösung hohe Kosten erfordern. Bei der Betrachtung der Wirtschaftlichkeit müssen auch die beträchtlichen täglichen Gerätekosten sowie die hohen Kosten für den An- und Abtransport in Relation zu der im Vergleich zur Leistung der Geräte geringen Aufspülmenge von nur 500 000 m³ gesehen werden. Die Aufspülmenge könnte theoretisch in 7 bis 10 Arbeitstagen gefördert werden.

Es ist durchaus möglich, daß die wenigen Firmen, die über seegängige Saugbagger verfügen, wegen starker, weltweiter Auslastung einerseits und der geringen Aufspülmenge, der hohen erforderlichen Investitions- und Unterhaltungskosten für eine ausreichend lange Schwimmrohrleitung oder Bodenleitung, aber auch wegen des risikoreichen Einsatzes vor *Sylt* nicht anbieten werden.

Die Lösung b) sieht vor, daß der Spülsand zunächst aus dem Inselsockel – etwa 2 km vor dem Strand – entnommen und der entstandene Kolk gleichzeitig oder anschließend mit Material aus dem zulässigen Entnahmegebiet in mindestens 5 km Entfernung wieder verfüllt wird (Abb. 30). Diese Lösung würde gegenüber der Lösung a) den Vorteil haben, daß die schwimmende oder am Meeresboden verlegte Spülrohrleitung des Saugbaggers um 60 % kürzer wäre und damit geringere Investitions- und Unterhaltungskosten und auch ein geringeres Betriebsrisiko bedeuten würde. Bei der geringeren Spülentfernung könnten auch Geräte mit mittleren Förderleistungen, allerdings unter Inkaufnahme eines stark erhöhten Wetterrisikos, eingesetzt werden. Ein größerer Kreis von Firmen würde in der Lage sein anzubieten. Verteuernd kommt der Einsatz eines Schleppkopf-Saugbaggers hinzu, der erforderlich ist, um den Entnahmekolk mit Boden aus dem Entnahmegebiet 5 km vor der Insel wieder aufzufüllen.

Entscheidend für die Beurteilung der Lösung b) ist die Beantwortung der Frage, ob der in den Entnahmekolk abgelagerte Sand gegenüber den in diesem Gebiet wirksamen Seegangs- und Strömungskräften die gleiche Lagebeständigkeit hat wie der zuvor anstehende Boden. Nach den inzwischen vorliegenden Erfahrungen bei dem Bau von Unterwassertunneln und -pipelines muß davon ausgegangen werden, daß bei gleichem Kornaufbau ein unter Wasser eingebrachter Boden sich weniger dicht ablageret als der um-

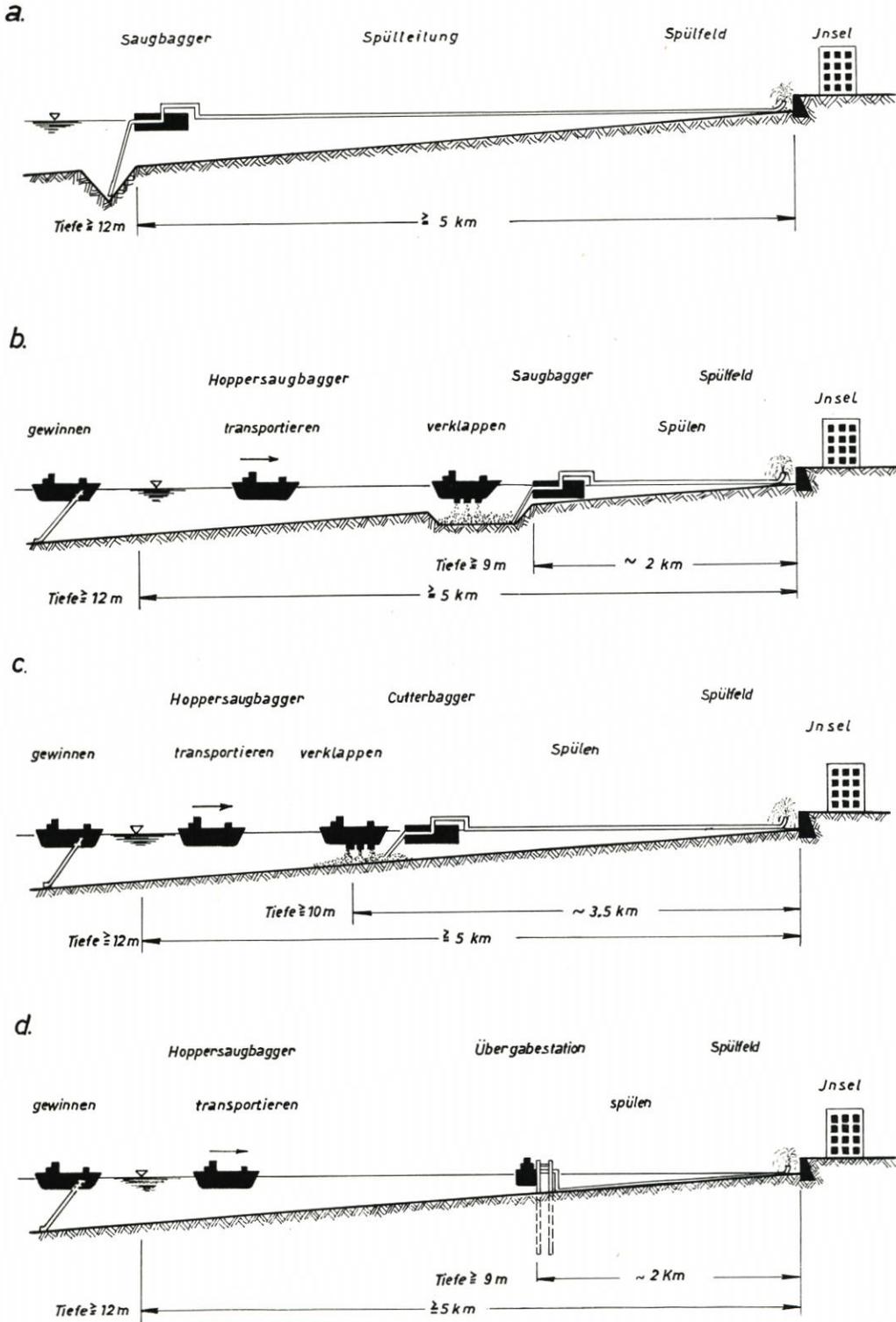


Abb. 30. Lösungsmöglichkeiten für eine Strandaufpflung mit Materialgewinnung seawärts der Insel

gebende Meeresboden. Aus diesem Grunde muß von einer Entnahme im Abstand von weniger als 5 km von der Insel abgeraten werden.

Die Lösung c) ähnelt im Prinzip der vorstehenden Lösung (Abb. 30). Eine Verbesserung bedeutet jedoch der Wegfall des Entnahmekolkes in der 5-km-Sicherheitszone der Insel. Statt dessen wird der durch einen Schleppkopf-Saugbagger im Entnahmegebiet gewonnene Sand auf dem Meeresboden zwischengelagert und von dort mit einem Cutterbagger über eine schwimmende Spülrohrleitung zum Strand gefördert. Ein Nachteil der Zwischenlagerung des Materials auf dem Meeresboden ist allerdings die Tatsache, daß der Bagger für das Verklappen eine Mindestwassertiefe von 10 m benötigt, denn diese liegt in größerer Entfernung von der Insel als der Entnahmekolk, der auf etwa 9 m Tiefe, aber aus Sicherheitsgründen nicht näher als 2000 m von der Strandmauer entfernt liegen würde. Dadurch bedingt, vergrößert sich die Spülentfernung gegenüber der Lösung b) von rd. 2 km auf rd. 3,5 km. Damit wachsen wiederum die Aufwendungen für die kostspielige schwimmende oder am Boden verlegte Spülrohrleitung einschließlich ihrer Verankerung und Unterhaltung. Die Förderkosten für den Bagger steigen ebenfalls, weil dieser den Spülsand nicht mehr beliebig aus dem Meeresboden ansaugen kann, sondern nur das zuvor aufgeschüttete Sandlager abräumen darf, ohne den ursprünglichen Meeresboden anzuschneiden. Diese Randbedingung führt dazu, daß nicht wie bei den Lösungen a) und b) ein leistungsfähiger Saugbagger eingesetzt werden kann, sondern statt dessen ein Cutterbagger gewählt werden muß. Die auf dem Markt befindlichen Cuttergeräte reichen bei weitem nicht an die Größe und damit Seegängigkeit der vorgenannten Großsauger heran. Aber nicht nur ihre geringere Größe, sondern auch ihre Arbeitsweise erschweren ihren Einsatz, verringerten die Leistung und führten zu erhöhten Kosten. Außerdem ist wie bei der Lösung b) neben dem Spüler der Einsatz eines Hoppersaugbagger erforderlich.

Die Lösung d) sieht die Gewinnung, den Transport und die Aufspülung wieder mit nur einem Gerät vor – wie bei Lösung a) (Abb. 30). In diesem Falle würde ein Hoppersaugbagger den Boden im Entnahmegebiet 5 bis 10 km vor der Insel gewinnen, dann zu einem auf etwa 9 m Wassertiefe zu errichtenden Spülgerüst fahren und von dort über eine rd. 2 km lange Spülrohrleitung auf den Strand spülen. Der Bau des Spülgerüsts würde beträchtliche Kosten verursachen, weil es das Anlegen eines etwa 5000 bis 10 000 tdw großen Baggers gestatten müßte. Statt des Spülgerüsts könnte auch eine Übergabeboje ausgelegt werden, wie sie beim Ölumschlag vielfach verwendet wird. Die Kosten für eine solche Boje sind aber auch hoch.

Ungünstig für dieses Spülverfahren ist, daß nur wenige Schleppkopf-Saugbagger das Baggergut aus dem Laderaum verspülen können. Die zum Verspülen eingerichteten Bagger erreichen – soweit bekannt – nur in wenigen Ausnahmefällen eine Spülweite von 2 km. Außerdem wird die Leistung des Gerätes, gegenüber der Verklappmethode bei der Lösung b) und c), durch den Zeitaufwand für das Spülen sowie das An- und Ablegen und das Anschließen und Lösen des Spülrohres um mindestens 50 % vermindert. Dazu kommt das Risiko der Anlegemanöver, Spülleitungsübernahme, Leitungskopplung und -lösung und schließlich der Ausfalltage durch Seegang, an denen das Anlegen am Spülgerüst bzw. an der Boje nicht möglich ist. Ein Spülgerüst einschließlich Anlegedalben für eine einzige Aufspülung wird wegen der rauen Seegangsbedingungen zu teuer. Soll es aber auf Dauer für die etwa alle fünf Jahre erforderlichen Aufspülungen dienen, muß es konstruktiv so bemessen sein, daß es Winterstürmen und Eisgang widerstehen kann. Die Kosten würden dadurch steigen, sich aber entsprechend der Lebensdauer auf mehrere Aufspülungen verteilen. Dazu kommt die notwendige Unterhaltung der nur etwa alle fünf Jahre für kurze Zeit betriebenen Anlage. Bei den Kosten für die Spülrohrleitung wird davon ausgegangen,

daß die feste Verlegung vom Spülgerüst zum Strand zwar einen risikolosereren Spülbetrieb ermöglicht, aber auf Dauer teurer ist als eine jeweils vom Unternehmer vorzuhaltende schwimmende Spülleitung.

5.2.2 Nutzung des Sandentnahmegebietes im Watt zwischen Sylt und Föhr

Die Lösung e) entspricht der 1972 angewandten Aufspülmethode. Die im Untergrund der *Rantum Bucht* anstehenden Kaolinsande haben eine Mächtigkeit von etwa 80 m (s. 5.1.2). Da anzunehmen ist, daß deren Vorkommen sich über den gesamten Wattbereich zwischen *Sylt* und *Föhr* erstreckt, ist auf lange Sicht die Möglichkeit gegeben, hier geeignete Sande für Strandaufspülungen zu gewinnen. Das Abräumen von mehr oder weniger starken Mergelschichten mit Steineinschlüssen muß dabei in Kauf genommen werden.

Das Entnahmegebiet im *Rantum-Watt* (Abb. 3) liegt seegangsgeschützt. Die Gewinnung von Spülsand ist hier daher weitgehend unabhängig von Wetter und Jahreszeit. Der Einsatz von Großgeräten ist wegen der geringen Wassertiefen in Ufernähe kaum wirtschaftlich möglich, zumal pro Aufspülung jeweils nur die relativ geringe Sandmenge von 500 000 m³ zu gewinnen und zu fördern ist. Spülgeräte mittlerer Leistung finden hier jedoch gute Arbeitsbedingungen und damit wirtschaftliche Einsatzmöglichkeiten vor (s. 2). Für den Spülguttransport zum Strand sind allerdings Zwischenpumpwerke unentbehrlich.

Die Versuchsvorspülung 1972 hat dieses Aufspülverfahren als nahezu wetterunabhängig, wenig stör anfällig und leistungsfähig erwiesen. Zu überprüfen bleibt, ob sich das Verfahren im Hinblick auf regelmäßig wiederkehrende Aufspülungen wirtschaftlicher gestalten läßt.

Die Baustelleneinrichtungs- und Abbaukosten würden sich beispielsweise vermindern lassen, wenn das ALW Husum die vom *Nössedeich* bis zur Strandmauer vor *Westerland* führende Spülrohrleitung vorhalten würde. Für eine solche Leitung müßte ein gängiger Rohrdurchmesser von 60–65 cm gewählt werden, der auf die Mehrzahl der auf dem Markt befindlichen Spülgeräte abgestimmt wäre. Gegen eine verwaltungsseitige Vorhaltung der Zwischenpumpstationen spricht, daß die Pumpen mindestens eine Leistung von 2000 PS haben müßten und deshalb für den nur etwa alle 5 Jahre wiederkehrenden kurzfristigen Einsatz zu kostspielig in der Anschaffung und Unterhaltung sind.

Es bleibt abzuwägen, ob das verwaltungsseitige Vorhalten der Spülrohrleitungen zu Einsparungen führt. Die Länge der festen Spülrohrleitung zwischen dem Binnenfuß des *Nössedeiches* und dem Spülfeld vor der Strandschutzmauer vor *Westerland* würde rd. 5 km betragen. Die Leitungslängen vom Binnenfuß des *Nössedeiches* bis zur Entnahmestelle und die Leitungen auf dem Spülfeld müßten ohnehin von dem jeweiligen Auftragnehmer installiert, vorgehalten und betrieben werden. Das bedeutet, daß der Auftraggeber von der gesamten Leitungslänge von etwa 7 km je nach Lage der Entnahmestelle bis zu 70 % in eigene Regie nehmen könnte.

Für die Lebensdauer der Spülrohrleitung ist entscheidend, daß sie nur etwa alle 5 Jahre benutzt wird und daher geringem Verschleiß, aber ungehemmter Korrosion unterliegt. Die Lebensdauer ist deshalb relativ gering und belastet die einzelnen Aufspülungen kostenmäßig erheblich. Ferner muß eine bleibende Leitung sorgfältiger und dauerhafter verlegt werden als eine vorübergehende, was vor allem bei Kreuzungen mit Verkehrs-

wegen sowie in bebauten Erholungsgebieten zusätzliche Kosten verursacht. Schließlich fallen erhebliche Unterhaltungskosten an. Schon die Vorstellung, daß während des mehrjährigen Stilliegens der Leitung nahezu sämtliche Dichtungen schadhaft werden und ausgetauscht werden müssen, führt zu der Erkenntnis, daß das Vorhalten einer Spülrohrleitung von seiten der Verwaltung unwirtschaftlich ist.

Wenn somit von verwaltungseigenen Zwischenpumpstationen und Spülrohrleitungen abzusehen ist, so muß doch zumindest eine Leitungstrasse von der Bebauung freigehalten werden. Die Trasse sollte entlang einer Straße verlaufen. Soweit das nicht möglich ist, muß sie ausreichend befahrbar und mindestens 5 m breit sein. Der Auf- und Abbau sowie die Unterhaltung der Leitung würden sehr begünstigt, wenn entlang dieser Trasse eine Straße geführt würde, über welche der Transport der Spülrohre und die Rohrverlegung möglich wären. Von der Bebauung freigehalten werden müssen auch zwei Plätze an der Trasse für die Aufstellung von Zwischenpumpstationen. Sie sollten eine Ausdehnung von 15 m × 30 m parallel zur Rohrleitungstrasse haben und etwa dort liegen, wo bei der Versuchsaufspülung die Zwischenpumpstationen Z 1 und Z 2 standen (Abb. 3).

Die Lösung f) soll eine Verbilligung schaffen, indem in Verbindung mit der nächsten Aufspülung ein Sandvorrat möglichst nahe an der Einbaustelle geschaffen wird. Damit würden für eine oder mehrere nachfolgende Aufspülungen geringere Förderkosten entstehen, als wenn jedesmal aus dem Watt über die gesamte Entfernung bis zur Einbaustelle gespült werden müßte. Der Sandvorrat könnte in einem umdämmten Spülfeld untergebracht werden. Wird eine Spülhöhe von 10 m vorgesehen, so würde für das Zwischenlager mit 1 : 4 geneigten Böschungen eine Geländefläche von rd. 7,5 ha benötigt. Der Sand für 2 Vorspülungen würde eine Ablagerungsfläche von rd. 15 ha erfordern. Auf der gleichen Fläche könnte der Sandvorrat für 3 Aufspülungen untergebracht werden, wenn die Spülhöhe auf 15 m gesteigert würde. Zur Vermeidung von Sandflug könnten die Böschungen und Oberflächen chemisch verfestigt oder künstlich begrünt werden.

Wenn wegen eines Wassergewinnungsgebietes das Versickern von Salzwasser aus dem Spülfeld vermieden werden muß, wären aufwendige Maßnahmen zu treffen, die noch dazu im rauen Baustellenbetrieb sehr gefährdet sind. Die Ablagerungsfläche wäre mit Folie abzudecken und das Spülfeld zu drainieren. Das Wasser aus der Drainage wäre in einem Vorfluter aufzufangen, der kein Salzwasser versickern läßt und ggf. wasserdicht ausgekleidet werden muß, und dann einem Pumpwerk zuzuleiten, das es in den See zurückpumpt. Für den Transport des Materials aus dem Sandlager zur Einbaustelle am Strand bietet sich auf den ersten Blick ein Trockentransport an, dessen Wirtschaftlichkeit an anderer Stelle (s. 5.3.2, Lösung f) noch untersucht wird.

5.2.3 Nutzung einer Sandentnahme auf der Insel

5.2.3.1 Sandentnahme aus einem Baggersee

Die Lösung g) sieht die Bodenentnahme aus dem Untergrund der Insel vor, denn auch dort steht geeigneter Kaolinsand an. Er wird jedoch von einer rd. 10 m mächtigen Deckschicht – im wesentlichen aus Geschiebelehm und Ton bestehend – überlagert. Dem Nachteil der starken Deckschicht aus unbrauchbaren Bodenarten steht der Vorteil der kurzen Spülentfernung und des witterungsunabhängigen Betriebes gegenüber. Deshalb soll diese Lösung nicht näher untersucht werden.

Die Entnahmestelle müßte so nahe wie möglich am südlichen Stadtrand von Wester-

land und so dicht wie möglich hinter den Randdünen liegen (Abb. 3), damit die Transportentfernung zwischen der Entnahme- und der Einbaustelle so kurz ist, daß eine Zwischenpumpstation vermieden werden kann und die Transportkosten gering bleiben. Damit möglichst wenig Bodenfläche der Insel in Anspruch genommen wird, muß die Sandgewinnung in einer solchen Entnahme begrenzt werden, indem der durch die Gewinnung entstehende Baggersee nach einer Anzahl von Sandentnahmen durch Nachspülen aus dem *Rantum-Watt*, und zwar zweckmäßigerweise in Verbindung mit einer direkten Strandaufspülung in der unter 5.2.2 beschriebenen Art, wieder aufgefüllt wird.

Eine vieler denkbaren Lösungen für die Anlage eines Baggersees und vor allem für eine umweltfreundliche Ablagerung der für die Aufspülung unbrauchbaren Deckschichten ist auf Abb. 31 skizziert. Die insgesamt in Anspruch genommene Bodenfläche ist bei 1 : 3 geneigten Böschungen rd. 32 ha groß. Sie wird zur Hälfte aber nur für die Umlagerung und Unterbringung der nicht verwertbaren Deckschichten benötigt, so daß nach der vierten Entnahme die endgültige Form des Baggersees mit nur etwa 16 ha Ausdehnung verbleibt. Da sich dieser Baggersee für Erholungszwecke (Baden und Bootfahren) anbietet, könnten die Ufer in den dafür vorgesehenen Bereichen abgeflacht werden, und zwar von der Geländeoberfläche bis zu einer Wassertiefe von 2 m 1 : 10, darunter 1 : 3 geneigt. Damit würde sich jedoch die zu beanspruchende Bodenfläche entsprechend vergrößern.

Auf diese Weise wären 6 Aufspülungen mit kurzen Spülweiten aus der Entnahme auf der Insel möglich. Die 7. Aufspülung würde aus dem *Rantum-Watt* vorgenommen und mit der Wiederauffüllung des Baggersees – sofern er auch Erholungszwecken dient – bis etwa 2 m unter dem normalen Wasserspiegel verbunden. Die Bodenentnahme aus dem *Rantum-Watt* würde hierbei rd. 3,5 Mio. m³ betragen und damit kostengünstiger sein als sieben Einzelentnahmen von 0,5 Mio. m³.

Die Aufspülung aus den Sandvorräten der Insel ist nicht unbedenklich. Vor allem müssen nachteilige Auswirkungen auf den Grundwasserstand – insbesondere auf Wassergewinnungsgebiete – verhindert werden. Während die Umlagerung der für Aufspülungszwecke nicht verwendbaren Deckschichten keine Anreicherung oder Auszehrung des Grundwasserspeichers bewirkt, wird für das Verspülen des Kaolinsandes zur Einbaustelle Grundwasser verbraucht. Das Mischungsverhältnis von Sand zu Wasser kann beim Spülvorgang zwischen 1 : 3 und 1 : 5 schwanken. Zum Verspülen von 0,5 Mio. m³ Kaolinsand werden also rd. 1,5 bis 2,5 Mio. m³ Wasser aus dem Grundwasserspeicher entnommen. Die Entnahme würde sich über einen Zeitraum von 3 bis 4 Monaten erstrecken und an den Wochenenden im allgemeinen unterbrochen werden, so daß sie relativ langsam verläuft und das Grundwasser sich von Zeit zu Zeit durch ihre Unterbrechung, durch übergebiethlichen Ausgleich und durch zwischenzeitliche Regenfälle wieder auffüllen kann.

Eine Absenkung des Wasserspiegels im Baggersee und die sich daraus ergebende Grundwasserabsenkung können wesentlich vermindert werden, wenn die Vorfluter möglichst weitere Gebiete zwischen *Morsum* und der Randdünenkette mit dem Baggersee verbinden. So müßte es möglich sein, die durch den Spülbetrieb verursachten Wasserverluste durch Oberflächenwasser weitgehend zu ersetzen. Ein Verbund des Entwässerungssystems der *Waadens-Sill*, *Kreuz-Wehle*, *Archs-Wehle* und *Tjüls-Wehle* mit dem Baggersee ist also eine Voraussetzung für die beschriebene Lösung. Damit könnte die Belastung des Grundwassers wesentlich eingeschränkt werden.

Zunächst sollten aber die durch den Spülwasserverbrauch zu erwartenden Grundwasserabsenkungskurven ermittelt werden, damit möglichst genaue Aussagen über die Auswirkung einer Wasserentnahme auf den Grundwasserspeicher und eventuell benachbarte Wassergewinnungsgebiete gemacht werden können.

Besondere Schwierigkeiten treten bei der Wiederauffüllung des Baggersees nach voraussichtlich $7 \times 5 = 35$ Jahren in Verbindung mit der siebten Aufspülung – die Versuchsspülung 1972 nicht mitgerechnet – auf, weil dabei Salzwasser in den Baggersee gelangt. Wenn das Grundwasser nicht versalzen soll, muß das Salzwasser zurückgepumpt werden. Die Tatsache, daß sich Salz- und Süßwasser nur allmählich mischen und daß Salzwasser schwerer als Süßwasser ist, eröffnet die Möglichkeit, das Salzwasser in den tiefsten Bereichen des Baggersees und in Ufernähe, wo die Gefahr des Einsinkens in den Grundwasserspeicher besteht, abzupumpen. Dabei muß die abgepumpte Wassermenge stets etwas größer als die zugeführte Spülwassermenge sein, damit immer ein leichter Grundwasserzufluß zum Baggersee besteht. Auch bei Unterbrechungen des Einspülbetriebes, insbesondere auch an den Wochenenden, sollte leicht abgepumpt werden, damit das Eindringen von Salzwasser in den Grundwasserträger vermieden wird. Bevor an eine Wiederauffüllung des Baggersees aus dem Watt gedacht wird, sind deshalb genaue Boden- und Grundwasseruntersuchungen anzustellen. Insbesondere sind Modellversuche über das Abpumpverfahren zu machen, um genaue Kenntnisse über die optimale Lage und Anordnung des Abpumpsystems und die erforderlichen Abpumpmengen zu gewinnen.

Das Wiederauffüllen des Baggersees ließe sich dadurch vereinfachen, daß er gegen den umgebenden Grundwasserspeicherraum abgedichtet wird. Die Abdichtung wäre möglicherweise wirtschaftlich erreichbar, wenn der in den abzuräumenden Deckschichten zu erwartende Ton in so ausreichender Menge anfällt, daß er für eine Auskleidung des Baggersees ausreicht. Das Abpumpen des salzhaltigen Spülwassers ist dann ohne ein ausgeklügeltes Absaugsystem möglich. Es muß jedoch darauf geachtet werden, daß der Wasserspiegel im Baggersee nicht unter den des Grundwassers abgesenkt wird, weil dann ein Überdruck hinter der Tondichtung entsteht und Schäden eintreten können. Während Sandentnahmen aus dem Baggersee, wenn also Grundwasserzufluß benötigt wird, muß ein dauernder Wasserausgleich zwischen dem umgebenden Grundwasser und dem Baggersee ermöglicht werden. Der rauhe Baustellenbetrieb wäre einer Dichtung gefährlich.

Für den Fall, daß keine ausreichenden Tonmengen vorhanden sind, um den ganzen Baggersee abzudichten, ist eine Teillösung denkbar, indem wenigstens der Boden und der untere Böschungsbereich gedichtet werden, weil das Salzwasser sich wegen seines höheren spezifischen Gewichtes vornehmlich im unteren Bereich sammelt. Je höher die Dichtung geführt werden kann, desto einfacher wird das Absaugsystem. Der Einbau der Tondichtung in den großen Tiefen des Baggersees – bis zu 40 m – müßte sehr sorgfältig geplant und ausgeführt werden.

5.2.3.2 Sandentnahme aus dem Rantumbecken

Die Lösung h) behandelt die Möglichkeit einer Sandgewinnung im *Rantumbecken*. Auch dort wäre durch Bodenuntersuchungen festzustellen, welche Mächtigkeit die Kaolinsande im Untergrund haben und wie stark die Deckschicht aus für Aufspülungen ungeeigneten Böden ist. Eine Entnahme im *Rantumbecken* hat den Vorteil gegenüber anderen aus der Insel, daß sie so sehr am Rande des Grundwasserspeichers der Insel und von Wassergewinnungsgebieten entfernt liegt, daß Wasserstandsschwankungen in der Entnahme sich kaum noch nachteilig auswirken können. Diese Annahme muß durch Bodenerkundungen jedoch bestätigt werden. Das *Rantumbecken* ist so groß, daß Entnahmen über sehr lange Zeiträume möglich sind. Es befindet sich im Eigentum der öffentlichen Hand, so daß ein Grunderwerb nicht nötig und Entschädigungsansprüche nicht zu erwarten

ten sind. Die Sandgewinnung wäre von Witterungseinflüssen – ausgenommen Frost – unabhängig, weil das *Rantumbecken* ein eingedeichtes ehemaliges Wattgebiet ist. Die Spülweite würde mit etwa 4 km zwischen der aus einem Baggersee (s. 5.2.3.1) und der aus dem *Rantum-Watt* (s. 3.2.2) liegen und je nach der Leistung des eingesetzten Baggergerätes ohne oder allenfalls mit einer Zwischenpumpstation zu überbrücken sein.

Da das *Rantumbecken* ein Naturschutzgebiet ist, muß auf die Belange des Naturschutzes unbedingt Rücksicht genommen werden. Deshalb ist Wert auf eine umweltfreundliche und naturschutzgerechte Unterbringung der für das Aufspülen ungeeigneten Deckschichten zu legen. Das ist im Bereich der vorhandenen Wasserflächen ohne weiteres unter dem Wasserspiegel möglich, so daß die Bodenentnahme und -ablagerung nicht stören.

Wegen der Witterungsunabhängigkeit der Sandgewinnung ist jahreszeitlich gesehen eine optimale Anpassung an die Bedürfnisse des Naturschutzes möglich. Es läßt sich sogar erreichen, das Naturschutzgebiet durch die Baggerarbeiten und die damit verbundenen Bodenentnahmen und -umlagerungen positiv zu beeinflussen. Deshalb sind in der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung für ergänzende Maßnahmen 0,2 Mio. DM angesetzt worden. Die damit zusammenhängenden Fragen und Möglichkeiten müssen mit den Dienststellen des Naturschutzes erörtert werden. Zu untersuchen ist auch, ob der Betrieb der am Nordwestrand des *Rantumbeckens* gelegenen Kläranlage nachteilige Auswirkungen auf eine Aufspülung aus diesem Gebiet haben könnte. Sofern das zu befürchten ist, muß die Kläranlage entsprechend verbessert werden. In der nachfolgenden Kostenbetrachtung (s. 5.3) ist dafür vorsorglich ein Betrag von 0,8 Mio. DM angesetzt worden, worin auch eine Beseitigung von Faulschlamm aus dem *Rantumbecken* enthalten ist.

5.3 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

5.3.1 Allgemeines

Für die Frage der Wirtschaftlichkeit sind Kostenermittlungen unentbehrlich. Die Kosten für Baumaßnahmen – denn darum handelt es sich bei den Sandaufspülungen – werden vielfältig beeinflußt, wobei sich die Einflußfaktoren ständig verändern. Maßgebende Einflüsse sind in diesem speziellen Fall die Beschäftigungslage der Baggerfirmen, Verfügbarkeit von Gerät und Personal, Leistung von Geräten, Möglichkeiten von Gerätekombinationen, Verfügbarkeit von Wetter- und Seegangsvoraussagen, Transport- und Versorgungsfragen, Einschätzung des Wetterrisikos im allgemeinen und des Seegangrisikos im besonderen, Erreichbarkeit von Schutz- und Versorgungshäfen und ihre Ausrüstung, Beurteilung der durch die Insellage bedingten Erschwernisse und erhöhten Kosten, anzusetzende Abschreibungskosten, Verzinsung, Wagnis, Gewinn usw. Diese und weitere Faktoren haben auf die Kalkulation der einzelnen Firmen sehr unterschiedliche Auswirkungen und führen bekanntermaßen zu Unterschieden in den Angebotspreisen, die beträchtlich sein können.

Die Vielfalt und die Unterschiede in der Beurteilung der Kalkulationseinflüsse erschwerten die im Rahmen der nachfolgenden Kostenbetrachtungen angestellten Ermittlungen sehr. Es wurde versucht, das angefallene Zahlenmaterial aus den zahlreichen Unterlagen und Informationen so zusammenzustellen und zu bewerten, daß die nachfolgenden überschläglichen Kostenangaben vergleichbar sind. Die Ergebnisse haben aber nur eine zeitlich begrenzte Gültigkeit, weil die Kalkulationsgrundlagen sich ständig und unterschiedlich ändern.

5.3.2 Kostenermittlungen

Zunächst werden die Kosten von Strandaufspülungen mit 500 000 m³ seeseitiger Sandgewinnung erörtert.

Die Lösung a) (Abb. 30) wird unter der Annahme des Einsatzes eines der erwähnten Großgeräte und 50 % Ausfallzeiten 3,75 Mio. DM bzw. 7,50 DM/m³ kosten.

Die Lösung b) (Abb. 30) bietet zwar eine kürzere Spülentfernung, erfordert aber zusätzlich den Einsatz eines Hoppersaugbaggers, wodurch die Kosten auf 4,50 Mio. DM bzw. 9,00 DM/m³ steigen. Da dieses Verfahren außerdem den Nachteil hat, daß eine vorübergehende Sandentnahme innerhalb des 5-km-Sicherheitsbereiches der Insel vorgenommen würde und die Stabilität einer Wiederauffüllung gegenüber Seegangskräften ungewiß ist, sollte sie außer Betracht bleiben.

Die Lösung c) erfordert ebenso wie die Lösung b) den kostspieligen Einsatz von zwei Geräten. Darüber hinaus muß der Boden im Cutterverfahren aus dem Zwischenlager erneut aufgenommen und gespült werden, was sowohl vom Gerätetyp als auch von den Arbeitsbedingungen im Seegebiet vor Sylt her gesehen äußerst schwierig ist. Deshalb liegen die Kosten dieses Spülverfahrens mit 6,75 Mio. DM bzw. 13,50 DM/m³ so hoch, daß es nicht erwogen werden kann.

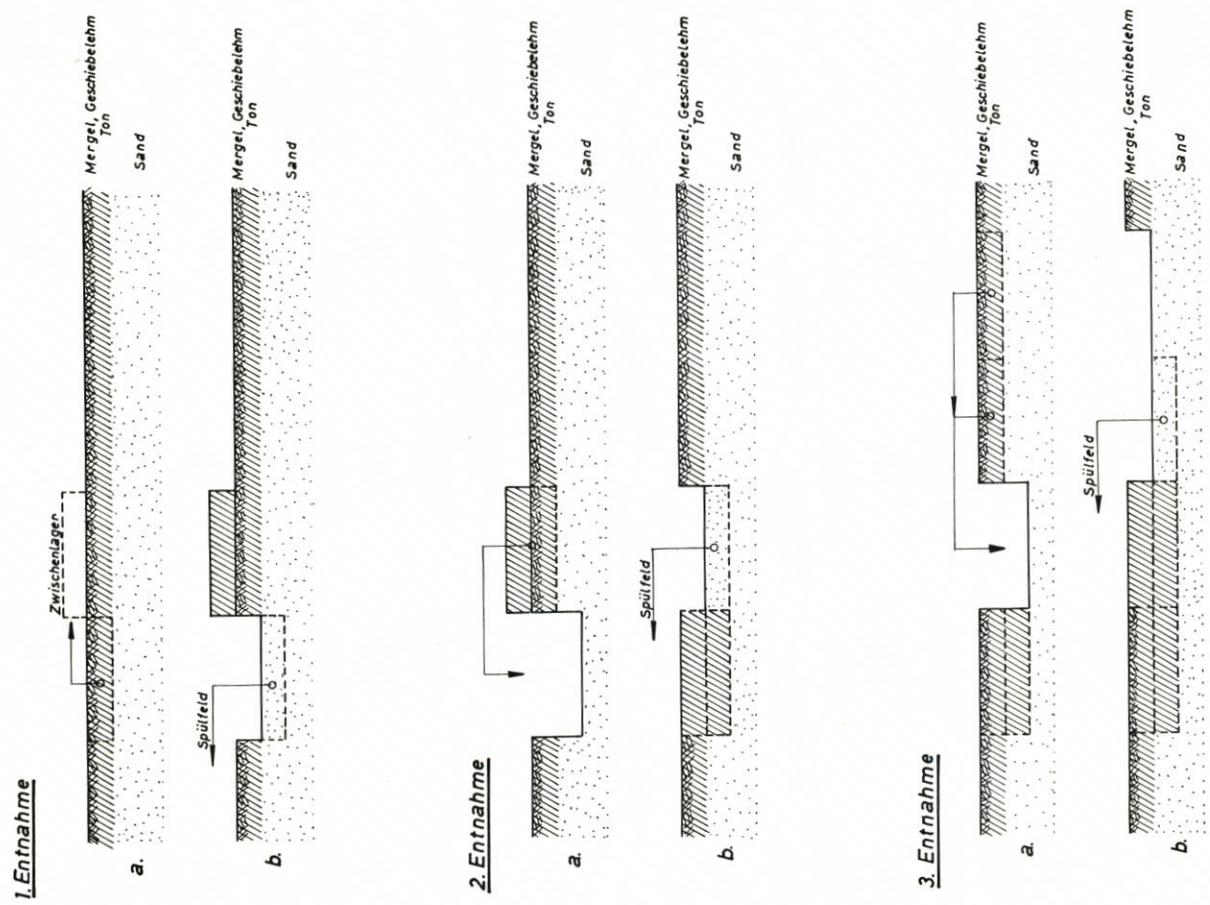
Die Lösung d) hat den Vorteil des Einsatzes von nur einem Gerät, aber den Nachteil, daß dieses Gerät das Baggergut nur mittels einer Übergabestation, die als Anlagestelle ausgebildet werden muß, auf den Strand spülen kann. Die Leistung des Hoppersaugbaggers fällt gegenüber dem Verklappen des Baggergutes bei den Lösungen b) und c) durch den Zeitaufwand für das Anlegen, Übernehmen und Koppeln der Spüleleitung, die Spülzeit, das Abkoppeln der Spüleleitung und das Ablegen um mehr als 50 %. Hinzu kommen Ausfalltage, an denen wegen ungünstiger Seegangsverhältnisse die Übergabestation nicht angelaufen werden kann. Daher steigen die Gerätekosten von 3,50 DM/m³ Spülmenge [Lösung a) und b)] auf 8,00 DM/m³, womit allein der Geräteeinsatz 4 Mio. DM und damit mehr als die Lösung a) kostet. Die Kosten für die Übergabestation und die Spüleleitung zwischen ihr und dem Strand würden zusätzlich entstehen.

Die billigste Strandaufspülung von der Seeseite her bietet also die Lösung a) mit 3,75 Mio. DM.

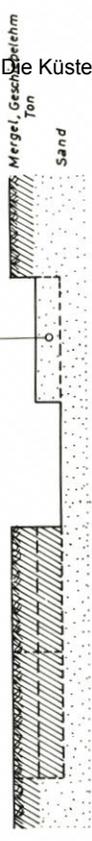
Die Lösung e) entspricht der Versuchsvorspülung 1972 mit einer Bodenentnahme aus dem *Rantum-Watt*. Die Kosten dafür sind insgesamt 3,60 Mio. DM bzw. 7,20 DM/m³. Der Preis je Kubikmeter liegt etwas höher als bei der Aufspülung 1972, als 900 000 m³ gespült wurden.

Die Lösung f) verbindet mit der Aufspülung entsprechend Lösung e) ein Zwischenlager für drei weitere Strandauffüllungen im Trockentransport. Bei der Kostenermittlung ergibt sich jedoch, daß sich allein der Trockentransport, nicht zuletzt wegen der schwierigen Gelände- und Wegeverhältnisse zur Einbaustelle am Strand, auf rd. 7,00 DM/m³ stellt. Dazu kommen Grunderwerb, Abdeckung des Spülfeldes mit Folie, Aufspülkosten für das Zwischenlager, Auffangen und Abpumpen des Spülwassers, Sicherung des Zwischenlagers gegen Regen- und Winderosion usw., so daß eine Strandauffüllung im Mittel 6,1 Mio. DM bzw. 12,20 DM/m³ kosten würde. Diese Lösung wird wegen der hohen Kosten nicht in die weiteren Überlegungen einbezogen.

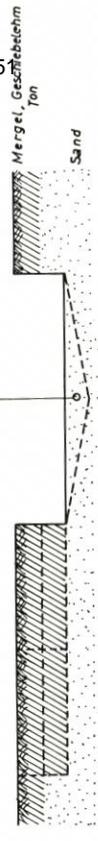
Die Lösung g) sieht die Bodenentnahme aus einem nahe des aufzuspülenden Strandes anzulegenden Baggersee vor. Die Spülweite würde nur rd. 2 km betragen und könnte ohne Zwischenpumpstation überwunden werden, so daß sich die reinen Spülkosten auf nur rd. 2,00 Mio. DM belaufen würden. Es entstehen jedoch zusätzliche Kosten, weil eine



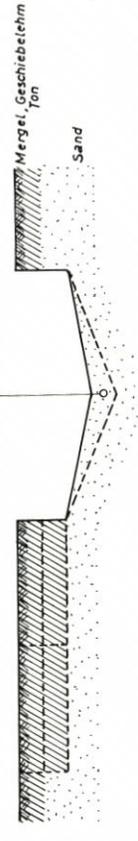
4. Entnahme



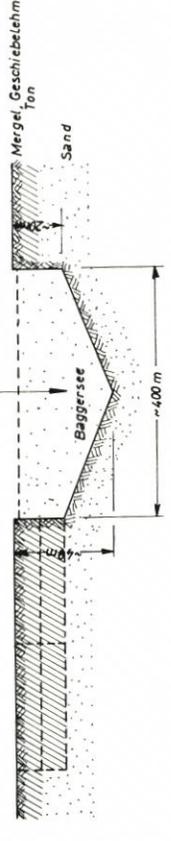
5. Entnahme



6. Entnahme



7. Auffüllen des Baggersees mit gleichzeitiger Strandaufspülung.



8. Jeweils 6 Entnahmen (Aufspülungen) erfolgen nunmehr aus dem Baggersee. Die Auffüllung des Baggersees wird jeweils mit der 7. Aufspülung verbunden.

Abb. 31. Mögliche stufenweise Anlage eines Baggersees (Prinzipskizze)

etwa 10 m starke Deckschicht abgeräumt und umweltfreundlich untergebracht werden muß. Wird der Baggersee in sechs Schritten (Abb. 31) angelegt, so kostet jede der sechs Aufspülungen einschließlich Grunderwerb, Entschädigung und Abdichtung des Baggersees im Mittel 4,00 Mio. DM bzw. 8,00 DM/m³. Weitere Aufspülungen kosten in Verbindung mit einer Wiederauffüllung des Baggersees aus dem *Rantum-Watt* im Mittel 3,60 Mio. DM bzw. 7,20 DM/m³. Damit entsprechen die Kosten dieser Lösung etwa denen der Lösung e).

Die Lösung h) nutzt das *Rantumbecken* zur Bodenentnahme. Nach einer Investition von 0,8 Mio. DM für notwendige Ergänzungen der Kläranlage und 0,2 Mio. DM für die Belange des Naturschutzes kosten Aufspülungen aus dem *Rantumbecken* mit Berücksichtigung des Umsetzens von Deckschichten rd. 3,0 Mio. DM bzw. 6,00 DM/m³.

5.3.3 Ergebnis

Aus dem vorstehenden Vergleich ergibt sich folgende Rangfolge der vier kostengünstigsten Aufspülverfahren für jeweils 500 000 m³ Sand:

1. direkte Aufspülung aus dem <i>Rantumbecken</i> (+ einmaliger Betrag von 1 Mio. DM)	3,00 Mio. DM
2. direkte Aufspülung aus dem <i>Rantum-Watt</i>	3,60 Mio. DM
3. direkte Aufspülung mit einem Großgerät aus dem Seegebiet vor <i>Sylt</i>	3,75 Mio. DM
4. Aufspülung aus dem <i>Rantum-Watt</i> unter Zwischenschaltung eines Baggersees, 6 Aufspülungen im Mittel	4,00 Mio. DM
ab 7. Aufspülung im Mittel	3,60 Mio. DM

Zu diesem Ergebnis ist zu bemerken, daß die Kosten je Kubikmeter Spülsand mit zunehmender Menge abnehmen. Bei der Lösung 3 würde sich beispielsweise bei einer fünffachen Spülmenge von 2,5 Mio. m³ eine Kostenminderung um rd. 20 % je m³ ergeben. Künftig sollten daher die Sandverluste einer Aufspülung in Abhängigkeit von der Aufspülmenge untersucht werden. Soweit bekannt, nehmen die anfänglichen Sandverluste mit der Aufspülmenge zwar zu, über das Gesamtverhalten ist bisher aber zu wenig bekannt, um die Frage nach der Wirtschaftlichkeit eindeutig beantworten zu können.

6. Schutz der Insel Sylt durch massive Bauwerke

6.1 Allgemeines

Alternativ zur Strandaufspülung kommen massive Schutzwerke zur Verhinderung eines weiteren Abbruchs der *Insel Sylt* in Betracht. In erster Linie ist dabei an Bühnen, Deckwerke und Wellenbrecher oder an die Kombinationen dieser drei Bauweisen zu denken.

Derartige Bauwerke müssen so konstruiert werden, daß sie ihre Funktionen erfüllen und die Baukosten zusammen mit den kapitalisierten Unterhaltungskosten möglichst niedrig bleiben. Entscheidende Größe für ihre Bemessung sind die Höhen der Wasserstände (NNT_{nw}, MT_{nw}, MTh_w, HHT_w) sowie die Höhen, Längen und Perioden der Wellen. Für diese naturgegebenen Werte lassen sich in Abhängigkeit von der Böschungsneigung, ihrer Rauigkeit und Durchlässigkeit der Wellenauf- und -überlauf und damit die Bauwerkshöhen errechnen. Ferner lassen sich die Mindestgewichte der Bauelemente durch Modellversuche ermitteln.

6.2 B u h n e n

Die ersten Schutzbauten auf der *Insel Sylt* wurden 1872/73 in Form von Buhnen vor *Westerland* errichtet. Die in sie gesetzten Erwartungen erfüllten sich nicht. Sie waren nicht in der Lage, den weiteren Strandabbruch zu verhindern. In der Folgezeit angestellte Untersuchungen (LAMPRECHT, 1955) lassen jedoch den Schluß zu, daß Buhnen eine verzögernde Wirkung auf morphologische Veränderungen haben. Buhnen allein sind mithin nicht geeignet, die *Insel Sylt* zu sichern, so daß eine solche Lösung nicht weiter verfolgt zu werden braucht.

6.3 D e c k w e r k e

Im Jahre 1907 entstand das erste Deckwerk vor *Westerland* in Form einer Mauer. Nach der Fertigstellung brachen an den Enden des Deckwerks die Dünen verstärkt ab, so daß es im Laufe der Zeit nach Norden und Süden verlängert werden mußte. Die Gesamtlänge beträgt heute 2,9 km. In diesem Bereich ist die Substanz der Insel zwar gesichert, der Abbruch vor dem Deckwerksfuß geht jedoch weiter. Das Deckwerk und die davor liegenden Buhnen vermögen daher keineswegs die *Stadt Westerland* zu schützen. Das den Mittelteil des Deckwerks bildende Mauerprofil mußte wegen der fortschreitenden Strandabnahme bereits mit massiven Vorlagen gegen Unterspülung gesichert werden. Darüber hinaus war es nötig, die starken Wellenkräfte auf die Mauer durch Tetrapoden zu mindern.

Im Hinblick auf den ständig abnehmenden Strand und Vorstrand muß die Frage gestellt werden, ob es möglich ist, die Insel durch ein stärkeres Deckwerk endgültig und wirtschaftlich zu sichern. Bei der Planung eines entsprechenden Deckwerks muß davon ausgegangen werden, daß mit fortschreitender Erosion nicht nur der Strand und Vorstrand, sondern auch das Riff abgebaut werden. Damit geht die wellenbrechende Wirkung des jetzigen Riffes allmählich verloren. Das hat zur Folge, daß der Seegang ungebrochen den Strand erreicht, damit die Brandungszone bis unmittelbar an den Strand vorrückt und die Erosion verstärkt wird, wodurch der Vorstrand abnimmt. Bevor dieser Zustand eintritt, muß das Deckwerk so ausgebaut werden, daß es in der Lage ist, den verstärkten Brandungseinwirkungen standzuhalten. Da die Wassertiefen ständig näher an den Strand heranrücken, ist ein solches Bauwerk sehr schwer auszubilden und tief hinabzuführen.

Die Planung erfordert sorgfältige Voruntersuchungen, u. a. über die zu erwartenden Wellenhöhen und Wellenlängen bei fortschreitender Erosion, die zweckmäßige Deckwerksneigung und -höhe, über die bauliche Ausbildung und das zu verwendende Material usw. Wo die entsprechenden Daten für die nachfolgende Kostenermittlung nicht vorliegen, müssen Annahmen auf Grund vorhandener Erfahrungen getroffen werden.

So wird angenommen, daß die Wassertiefe vor dem Deckwerk maximal auf SKN — 8,00 m bzw. NN — 9,1 m zunimmt — falls größere Tiefen auftreten sollten, müssen Vorlagen angeordnet werden — und die Deckwerkshöhe bei einer Neigung von 1 : 3 und der gewählten Rauigkeit (Abb. 32) NN + 7,00 m betragen muß. Es wird eine offene Bauweise als zweckmäßig angenommen, wobei die Kornabstufung des verwendeten Steinmaterials wegen des zu erwartenden starken Brandungsangriffs in Anlehnung an die Bauweise von Wellenbrechern gewählt wurde. Auf der Deckwerkskrone wird eine 7 m breite Fahrbahn für die Bauausführung und spätere Unterhaltung vorgesehen. Um den filterartigen Aufbau nach rückwärts abzuschließen, wird am Ende der 1 : 3 geneigten Deckwerksböschung eine Spundwand angeordnet, so daß die Fahrbahn landseitig der Spund-

wand liegt. Der Anschluß des Deckwerks an das dahinter liegende Gelände bzw. anschließende Bauwerk kann durch eine Auffüllung des Geländes, durch eine Böschung oder eine Stützmauer geschehen.

Die Kosten pro lfd. m Deckwerk ergeben sich wie folgt: Der Querschnitt des einzubauenden Steinkörpers beträgt rd. 326 m^3 . Bei Annahme eines mittleren Schüttgewichtes von $1,7 \text{ t/m}^3$ werden pro lfd. m $326 \cdot 1,7 = \text{rd. } 554 \text{ t}$ Steine einschl. der Betonblöcke benötigt. Der Einbau erfordert erhebliche Bodenbewegungen im brandungsgefährdeten Strandbereich. Der Boden kann zur seeseitigen Abschirmung der Baustelle verwendet

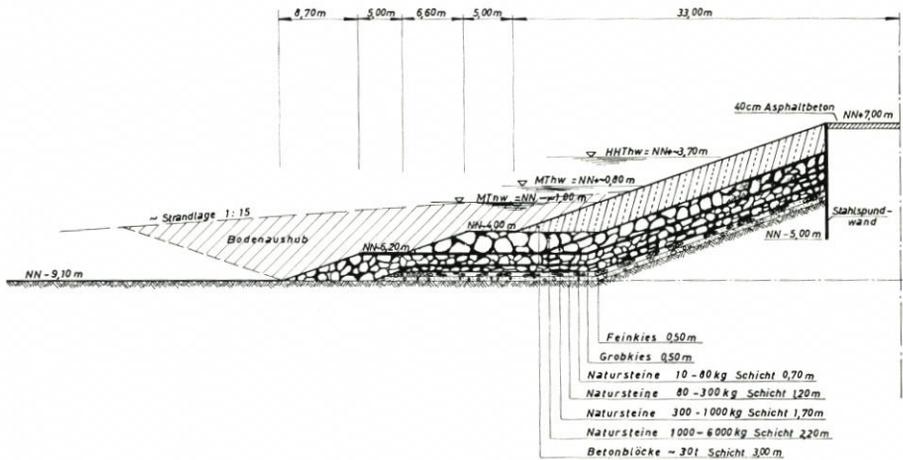


Abb. 32. Angenommenes Deckwerk vor Westerland

werden. Der Bau ist wegen der vorgelagerten Riffe nur von der Insel aus möglich, was den Antransport und Einbau des Steinmaterials erheblich verteuert und eine aufwendige Baustelleneinrichtung erfordert. Das Bauverfahren hängt sehr von dem Gerätepark der ausführenden Firma ab und kann daher im einzelnen nicht veranschlagt werden.

Die Kosten für Beschaffung, Transport sowie Einbau des Steinmaterials und der Betonblöcke werden auf $70,- \text{ DM/t}$ geschätzt (s. 6.4.3), so daß die Kosten pro lfd. m $554 \cdot 70 = \text{rd. } 38\,800 \text{ DM}$ betragen. Dazu kommt das Umsetzen von rd. 420 m^3 Boden pro lfd. m, wofür wegen der schwierigen Verhältnisse am Strand $7,- \text{ DM/m}^3$ angesetzt werden, so daß pro lfd. m Deckwerk rd. 3000 DM aufgewendet werden müssen. Hinzu kommen etwa 3500 DM für die Spundwand aus schätzungsweise 12 m langen Bohlen, etwa 700 DM für die Asphaltbetonfahrbahn und etwa 1000 DM für den Anschluß des Deckwerks an das rückwärtige Gelände bzw. an die Bebauung. Wenn das Deckwerk die gleiche Länge von 2900 m erhalten soll wie das bestehende, würden die Baukosten sich auf $47\,000 \cdot 2900 = \text{rd. } 136 \text{ Mio. DM}$ belaufen.

Da die an das Deckwerk südlich und nördlich anschließenden Strandbereiche im Abbruch liegen, muß davon ausgegangen werden, daß es nach Norden und Süden verlängert werden muß, wodurch weitere Kosten entstehen werden.

Die laufende Unterhaltung des Deckwerks wird mit Rücksicht auf die schwere Bauweise auf 1% geschätzt, so daß dafür jährlich rd. $1,4 \text{ Mio. DM}$ anzusetzen sind.

6.4 Wellenbrecher

6.4.1 Überlegungen zur Planung

Da der Abbruch des Strandes und Vorstrandes im wesentlichen durch die Brandung und die durch sie verursachte Brandungsströmung hervorgerufen wird, ist auch der Bau von Wellenbrechern in Betracht zu ziehen. Es wäre die Möglichkeit zu untersuchen, durch die Anordnung von Wellenbrechern in einem bestimmten Abstand von der Insel die Brandung soweit abzubauen, daß sie keine erodierende Wirkung mehr auf den Strand hat. Damit würde der Badestrand erhalten bleiben und nicht, wie bei der Deckwerkslösung, einer Steinböschung zum Opfer fallen. Es muß ferner untersucht werden, ob die Funktion derartiger Parallelwerke zur Erhaltung des Strandes allein ausreicht oder ob in gewissen Abständen buhnen- oder molenartige Querdämme zwischen Wellenbrecher und Strand anzuordnen sind, um erodierende Längsströmungen zwischen dem Wellenbrecher und dem Strand durch Tide-, Windstau- oder Brandungsströmungen zu unterbinden.

Ein wesentlicher Kostenfaktor ist die Bauhöhe der Wellenbrecher. Sie hängt einerseits von der Wassertiefe über der Gründungssohle und andererseits von der für erforderlich gehaltenen Kronenhöhe ab. Aus Gründen der Standsicherheit des Bauwerkes muß die Gründungstiefe so groß sein, daß sie unterhalb des Bereiches der Wellen- und Strömungs-erosion liegt. Die entsprechende Wassertiefe beträgt vor Sylt 12 bis 14 m (s. 5.1.5). Das würde bedeuten, daß ein Wellenbrecher etwa 5 km vom Inselufer entfernt angeordnet werden müßte. Dieser große Abstand von der Insel würde die Wirksamkeit des Wellenbrechers aber erheblich mindern, weil auf der 5 km breiten Wasserfläche erneut Windwellen von beträchtlicher Höhe und Wirkung angefacht werden können. Bekanntlich ist die Höhe von in Flachwassergebieten erzeugten Wellen außer von der wirksamen Windgeschwindigkeit u. a. eine Funktion der Streichlänge des Windes, der wirksamen Wassertiefe und des Bodenprofils.

Je näher der Wellenbrecher an die Insel herangerückt wird, um so geringer werden auf der Leeseite des Wellenbrechers die Streichlänge des Windes und die wirksame Wassertiefe und infolgedessen um so kleiner und wirkungsloser die in diesem Bereich neu angefachten Wellen. Bei der Entscheidung über die Lage eines Wellenbrechers wird also ein Kompromiß gefunden werden müssen zwischen dem Wunsch nach größtmöglicher Ufernähe, um die leeseitigen Wellen klein zu halten, und dem Bestreben, in so großer Wassertiefe zu gründen, daß möglichst wenig Erosion zu erwarten ist. Als Entscheidungshilfen wären eingehende Untersuchungen über die Erosionsvorgänge und -ursachen im Vorstrandbereich zwischen der 14-m-Tiefenlinie und dem Riff sowie über die zulässigen Wellenhöhen und Strömungen am Strand, die gerade keine Erosion mehr hervorrufen, anzustellen.

Die Frage der zulässigen Wellenhöhen und Strömungen spielt auch eine wichtige Rolle bei der Entscheidung über die Höhenlage und Breite der Krone eines Wellenbrechers. Aus Kostengründen muß eine geringe Höhe angestrebt werden; die Funktionsfähigkeit dagegen bestimmt die Mindesthöhe. Überlaufende Wellen müssen unterbunden werden, weil sonst die Krone starken Brandungskräften ausgesetzt und keine ausreichende wellenbrechende Wirkung für den Strand erzielt wird; dagegen kann gelegentliches, örtlich begrenztes Überschwappen von Wellen in Kauf genommen werden. Die erforderliche Kronenhöhe und -breite ist durch Wellenmessungen und -untersuchungen sowie Wellenauflaufberechnungen und Modellversuche zu ermitteln.

Ein Wellenbrecher wird in regelmäßigen Abständen Durchlässe haben müssen, damit ein Ausgleich der Wasserstände vor und hinter dem Wellenbrecher ermöglicht wird. Sonst

verläuft der Wasseraustausch in Form von Längsströmungen hinter dem Wellenbrecher, die wegen der Erosionsgefahr jedoch vermieden werden müssen. Die Anordnung und konstruktive Ausbildung solcher Durchlässe müssen ebenfalls in Modellversuchen ermittelt werden. Trotz solcher Durchlässe können unzulässig hohe Längsströmungen hinter dem Wellenbrecher entstehen, die durch Querdämme zwischen dem Wellenbrecher und dem Strand unterbunden werden müssen.

Sorgfältiger Überlegungen bedarf auch die Frage, welcher Strandbereich durch einen Wellenbrecher vornehmlich geschützt werden und welche Länge der Wellenbrecher haben müßte. Da der Seegang selten senkrecht, sondern vorherrschend mit nördlicher und südlicher Abweichung anläuft sowie außerdem an den Enden des Wellenbrechers Diffraction auftritt, muß der Wellenbrecher sowohl nach Norden als auch nach Süden über den zu schützenden Strandbereich hinausragen. Auch diese zusätzlichen Wellenbrecherlängen sind durch Modellversuche zu ermitteln.

6.4.2 Bauweisen von Wellenbrechern

Die Erörterung aller mit dem Bau eines Wellenbrechers zusammenhängenden Fragen darf auch nicht die vermissen lassen, ob und welche Auswirkungen ein Wellenbrecher auf die benachbarten, von ihm nicht geschützten Strandbereiche hat. Es muß befürchtet werden, daß dort nach dem Bau eines Wellenbrechers die Sandzufuhren aus dem nunmehr geschützten, früher in Abbruch befindlichen Strandbereich ausbleiben und ein Sandmangel eintritt, der auf längere Sicht die Verlängerung des Wellenbrechers nach Norden und Süden erforderlich macht.

Wellenbrecher werden in verschiedenen Bauweisen ausgeführt, die häufigsten sind:

- a) Dämme mit geschlossenen oder aufgelösten senkrechten Wänden
- b) Dämme mit seeseitiger Böschung und landseitiger senkrechter Wand
- c) beiderseits geböschte Dämme mit aufgesetzter schwerer Mauer
- d) beiderseits geböschte Dämme mit offener oder geschlossener Abdeckung

Ein Wellenbrecher mit geschlossenen oder aufgelösten senkrechten Wänden wäre vor *Sylt* wegen der großen Wassertiefe und fehlendem Landanschluß nur in Caissonbauweise möglich. Diese Bauweise setzt eine gleichmäßige horizontale Gründungssohle und für alle Caissons gleiche Setzungen voraus. Diese Vorbedingungen sind nicht erfüllbar, weil sich bei den Seegangsverhältnissen vor *Sylt* kaum eine horizontale Gründungssohle herstellen und bis zum Absetzen der Caissons halten läßt. Besonders schwierig aber wäre schon das Einfädeln und Absetzen der Caissons an der Einbaustelle, weil es hier kaum einen Tag ohne Seegang gibt. Schäden an einem solchen Wellenbrecher lassen sich wegen der exponierten Lage kaum beseitigen, so daß bei Schäden der Bestand des gesamten Wellenbrechers gefährdet wird. Eine derartige Bauweise ist für einen Wellenbrecher vor *Sylt* auszuschließen.

Das gleiche gilt für einen Wellenbrecher mit seeseitiger Böschung und landseitiger senkrechter Wand. Die landseitige Wand kann nur durch Verwendung von Caissons hergestellt werden, so daß beim Bauvorgang die gleichen Schwierigkeiten, wie oben beschrieben, auftreten. Nach Fertigstellung wäre ein solcher Wellenbrecher durch die seeseitige Böschung allerdings weniger empfindlich gegen Schäden als das oben beschriebene reine Caissonbauwerk.

Ein beiderseits geböschter Wellenbrecher mit aufgesetzter Mauer würde gegen ungleiche Setzungen der Gründungssohle unempfindlich sein. Allein die aufgesetzte Mauer

benötigt eine genaue horizontale Unterfütterung, weil sie aus vorgefertigten Quadrern oder Formteilen zusammengesetzt werden müßte. Der Einbau wäre wegen der Seegangsbedingungen am Einbauort sehr aufwendig und langwierig. Der Unterhaltungsaufwand würde sich für den geböschten Unterbau in Grenzen halten, weil sich das Nachschütten von Steinen relativ einfach und örtlich gezielt durchführen läßt. Die aufgesetzte Mauer müßte sehr schwer ausgeführt werden, um ihr die erforderliche Standsicherheit zu geben, was die Baudurchführung erschweren würde, ohne entsprechende Vorteile zu bieten. Preiswertes Steinmaterial für den Damm würde eingespart, dafür aber teures Material für die Mauer erforderlich. Die Mauer hätte den Vorteil, daß sie befahrbar und damit evtl. für die Baudurchführung und Unterhaltung benutzbar wäre, was sich aber nur befriedigend nutzen ließe, wenn eine Zufahrt von Land vorhanden wäre.

6.4.3 Wellenbrecher vor *Westerland*

Als Bauweise für einen Wellenbrecher vor *Westerland* würde sich als praktikabelste Lösung ein beidseitig geböschter Damm anbieten (Abb. 33). Diese Bauweise ist robust, stellt die geringste Anforderung an die Baudurchführung und wird deshalb bei exponierten Seebaustellen bevorzugt angewandt. Über zweckmäßige Querschnittsausbildungen liegen Untersuchungen und Erfahrungen vor (AGENA, 1972; VAN DIXHOORN, 1971; HAKKELING, 1970). Während für die grundsätzliche Gestaltung des Wellenbrechers auf Erfahrungen zurückgegriffen werden kann, muß jedoch die Länge der see- und landseitigen Fußvorlage nebst Steingewichten – insbesondere für die obere Abdeckung des Wellenbrechers – durch Messungen, Modellversuche und Berechnungen ermittelt werden.

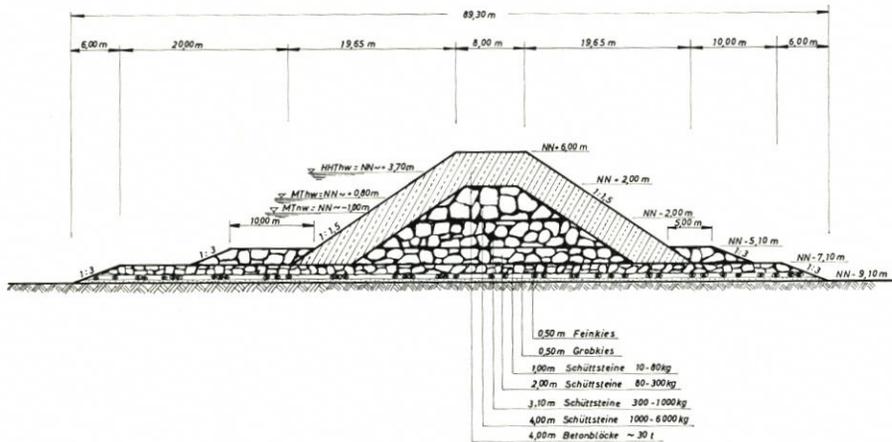


Abb. 33. Angenommener Wellenbrecher vor *Westerland* (Maßstab 1 : 400)

Für den nachfolgenden Wirtschaftlichkeitsvergleich zwischen Strandvorspülungen und massiven Schutzwerken ist eine Ermittlung der Bau- und Unterhaltungskosten erforderlich. Für eine Kostenermittlung müßten die genaue Lage, Bauweise und Höhe des Wellenbrechers bekannt sein. Die entsprechenden Angaben können aber erst durch die vorgenannten Untersuchungen gewonnen werden, so daß für die folgende Kostenermittlung einige Annahmen getroffen werden müssen. Im Ergebnis zeigt sich, daß die über-

schläglichen Annahmen die eindeutige Wahl der wirtschaftlichsten Lösung des Insel-schutzes nicht beeinträchtigen.

So wird beispielsweise angenommen, daß sich nach Abschluß aller Voruntersuchungen ergeben hat, daß der Wellenbrecher in etwa 1000 m Entfernung vom Ufer auf rd. 8,0 m Wassertiefe (SKN — 8,0 m bzw. NN — 9,1 m) gebaut werden soll (Abb. 33). Die Höhenlage der Krone möge sich zu NN + 6,00 m ergeben haben. Der zu schützende Strandbereich soll sich auf die Längswerke (2,9 km) vor *Westerland* beschränken. Außerdem wird für erforderlich gehalten, den Wellenbrecher um 0,5 km nach Norden und Süden vorzuziehen, so daß er 3,9 km lang wird, fernerhin, daß kein Querwerk zur Verhinderung von Längsströmungen zwischen Wellenbrecher und Strand erforderlich ist. Der Querschnitt des Wellenbrechers und das Baumaterial (Abb. 33) wurden in Anlehnung an Bauausführungen der letzten Jahre, insbesondere in den Niederlanden, gewählt, weil ihre Planung auf Grund von Messungen und Modellversuchen besonders sorgfältig war und inzwischen auch Erfahrungen über deren Bau und Bewährung vorliegen.

Dort hat sich gezeigt, daß die Kosten für das Steinmaterial und deren Einbau nur wenig von der Korngröße abhängig sind, so daß für einen Kostenüberschlag ein Mittelpreis angesetzt werden kann. Er beträgt für Wellenbrecher im niederländischen Küstengebiet rd. 50,— DM/t. Wegen der größeren Transportwege für die benötigten Steine, wegen der exponierten Lage der Baustelle vor *Westerland* und der begrenzten und baustellenfernen Hafeneinrichtungen muß mit mindestens 20 % höheren Kosten gerechnet werden, so daß etwa 60,— DM/t angesetzt werden müssen. Wird ein mittleres Schüttgewicht von 1,7 t/m³ angesetzt, so ergibt sich für den angenommenen Wellenbrecher mit einem Querschnitt von rd. 560 m² ein Baupreis von $60 \cdot 1,7 \cdot 560 =$ rd. 57 000 DM/lfd. m.

Für eine Gesamtlänge des Wellenbrechers von 3,9 km würden die Baukosten rd. 222 Mio. DM betragen. Die jährlichen Unterhaltungskosten werden für eine sorgfältig geplante, ausreichend schwere Bauweise gering sein. Auf längere Sicht werden sie zu 1 % veranschlagt, so daß jährliche Kosten von rd. 2,2 Mio. DM zu erwarten sind.

7. Schlußbetrachtung und Empfehlung für den künftigen Insel-schutz vor *Westerland*

Zusammenfassend ergibt das Teilgutachten D, dessen Aufgabenstellung in der Einleitung umrissen ist, für den Schutz der 2,9 km langen befestigten Uferstrecke von *Westerland*:

Für die als Großversuch im Jahre 1972 durchgeführte Sandvorspülung wurde der Sand im *Rantum-Watt* gewonnen und durch eine rd. 7 km lange Rohrleitung zum Strand vor *Westerland* gefördert. Neben dem Entnahmeggerät waren drei Zwischenpumpstationen eingesetzt, deren Zusammenwirken ohne besondere Schwierigkeiten gesteuert werden konnte. Das gewählte Transport- und Einspülverfahren hat sich bewährt; in einem Wiederholungsfalle wären noch Verbesserungen möglich.

Vom 1. 6. 1972 bis zum 27. 10. 1972 wurden rd. 1 000 000 m³ Sand aus dem *Rantum-Watt* entnommen und hydraulisch zum Strand gefördert. Im Mittel konnte dabei eine Leistung von 8000 m³/Tag im Abtrag erreicht werden. Das Aufmaß nach Abschluß der Spülarbeiten ergab einen aufgespülten Sandkörper von rd. 700 000 m³ Inhalt, so daß die Spülverluste rd. 30 % betragen.

Die vorgespülte Sandbuhne erreichte eine Länge von rd. 350 m, gemessen am Spülrohr-auslauf. An ihrem seeseitigen Hang stellte sich eine Böschung mit einer Neigung von

1 : 3 bis 1 : 4 ein, weil ständig Material nachgeführt wurde, so daß sich die Hangneigung dem Wellenklima nicht anpassen konnte. Die seitlichen Böschungen der Sandbuhne nach Norden und Süden hatten dagegen Neigungen von 1 : 70 bis 1 : 80. Schon während der Spülarbeiten formte sich die Sandbuhne – beschleunigt durch häufige Schlechtwetterlagen – verhältnismäßig schnell in ein Sandhöft um, wodurch frühzeitig große Sandmengen in die nördlichen und südlichen Strandstrecken verlagert wurden. Auf diese Weise waren die gefährdeten Inselfschutzwerte auf rd. 2,9 km Uferlänge vor *Westerland* sehr bald durch eine Sandvorlage gedeckt.

Die sehr schweren Sturmfluten des Winters 1973/74, als ein rd. 40 m und mehr breiter hochwasserfreier Strand vor der befestigten Uferstrecke bestand, haben die Wirkung und den Erfolg der Sandvorspülung erwiesen. Durch Fernhalten der Brandung konnten Schäden an den Uferschutzwerten verhindert werden, die sonst aufgetreten wären. Deren Beseitigung hätte wahrscheinlich Kosten verursacht, welche die der Sandvorspülung 1972 von rd. 7 Mio. DM erreicht hätten, wie Vergleiche mit anderen Inseln zeigen, deren Schutzwerte schwere Schäden erlitten.

Nach diesen Erfahrungen bietet das Sandpolster der Vorspülung den erstrebten Schutz für die vorhandenen Deckwerke. Da die Strandvorspülung jedoch flexibel ist, müssen die Deckwerke mit zunehmendem Sandabtrag bis zur nächsten Aufspülung den Schutz der rückliegenden Bebauung oder des Dünengürtels mit übernehmen. Aus diesem Grunde müssen die Deckwerke in ihrem jetzigen Ausbauzustand unterhalten werden. Sollte sich bei Wiederholungen der Vorspülung zeigen, daß örtlicher Sandmangel auftritt, so könnte dort durch herkömmliche Baumaßnahmen ein Ausgleich geschaffen werden. Ihr Schutz durch die Sandvorspülung vermindert ihre Unterhaltungskosten so weit, daß sie bei den Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen unberücksichtigt bleiben konnten, die als überschläglich zu werten sind.

Über die Auswirkung des Buhnensystems auf die Sandumlagerung konnten in dem Beobachtungszeitraum bis zum Sommer 1974 keine abschließenden Erkenntnisse gewonnen werden, weil sie noch weitgehend vom Sand überdeckt waren. Jedoch dürfte den Buhnen, wie bereits im Teilgutachten B angeführt, eine stützende Wirkung auf den Strand zuzusprechen sein.

Die umfangreichen Messungen und Beobachtungen vor, während und nach dem Großversuch der Sandvorspülung 1972 ermöglichten nach ihrer Auswertung die Veränderung der Vorspülung – von der Form einer Sandbuhne über ein Sandhöft bis zum ausgedehnten hochwasserfreien Strand – zu beurteilen. Es wurden sowohl die im Teilgutachten B getroffenen Annahmen bestätigt, wie auch weitere Erkenntnisse für eine möglicherweise zu wiederholende Vorspülung gewonnen. Für die abschließende Beurteilung der künftigen Entwicklung ist jedoch der Zeitraum von 2 Jahren nach Abschluß der Vorspülung sehr kurz bemessen.

Die Untersuchungen bestätigen, daß der Bereich der Vorspülung am Nordende der senkrechten Ufermauer vor *Westerland* richtig gewählt war. Er lag dort, wo die größte Gefahr für die Uferschutzwerte bestand, weil die Strandausräumung hier am weitesten fortgeschritten und außerdem das Riff streckenweise nur schwach ausgebildet war. So wurde in diesem Uferbereich die Energie der anlaufenden Brandung im Vorstrandbereich am wenigsten abgebaut, so daß die Uferschutzwerte sehr stark beansprucht waren. Hier bot die Aufspülung bereits vom Spülstadium an einen unmittelbaren Schutz.

Die Art der Aufspülung in Form einer Buhne als Sandlager war günstig, weil durch die Wellenkräfte vom gewählten Aufspülbereich aus dessen Substanz nach Norden und Süden in die schutzbedürftigen Strandbereiche etwa gleichmäßig verteilt wurde.

Gleichzeitig erzeugten die Wellenkräfte eine Strandneigung, die im Gegensatz zu der eines auf der gesamten Länge erzeugten Spülstrandes den Wellenwirkungen angepaßt war. Nachteilige Lee-Erosion, wie sie sonst an massiven Quer- und Längswerken unvermeidlich ist, konnte nicht beobachtet werden.

Die Aufspülung in Form einer Bühne bis nahe an das Riff bewirkte einen Eingriff in das Kräftespiel der Brandungszone. Dadurch gelang es im Winter 1972/73, zusätzlich Sand aus der natürlichen Sandbewegung aufzufangen.

Der erhöhte Sandstrand vor *Westerland* bleibt den Naturkräften ausgesetzt, die den Sand weiterhin abtragen und in nördliche und südliche Richtung transportieren werden. Auch wenn der besonders brandungsempfindliche, hochwasserfreie Strand abgetragen ist, bleiben noch der erhöhte nasse Strand und Vorstrand, die brandungsdämpfend und damit belastend für die Schutzwerke wirken. Da wesentliche Sandverluste über das Riff seewärts nicht entstehen, kommt der ursprünglich in den Aufspülbereich gebrachte Sand nicht nur der durch Uferschutzwerke befestigten Uferstrecke vor *Westerland* zugute, sondern wirkt sich in der Folgezeit auf die Sandbilanz der angrenzenden Strecken günstig aus.

Der aus dem Aufspülbereich transportierte Sand wird bei Fortsetzung des eingeschlagenen Weges im Inselschutz durch Nachspülungen ersetzt werden müssen. Maßgebend für die Häufigkeit von Nachspülungen ist der Strandzustand entlang der befestigten Uferstrecke vor *Westerland*. Eine Nachspülung wird hier für erforderlich gehalten, wenn die Gesamtmenge des vorgespülten Sandes sich auf etwa die Hälfte vermindert hat oder an einzelnen Stellen der Strandzustand für den Schutz der Längswerke und Bühnen nicht mehr ausreicht.

Für den Zeitpunkt der Abnahme der Gesamtsandmenge um 50 % wurde der Begriff der „Halbwertszeit“ geprägt, die in Abhängigkeit von der Wellenenergie gestellt wird, welche vor allem die Winterstürme liefern. Aus der kurzen Beobachtungsdauer der Vorspülung von bisher 2 Jahren läßt sich abschätzen, daß langfristig eine Halbwertszeit von im Mittel 5 Jahren zu erwarten ist, wenn keine außergewöhnlichen Verhältnisse auftreten. Zur unmittelbaren Erfassung der Wellenenergie müssen die Wellenmessungen fortgeführt werden, wie zur Ermittlung ihrer mittelbaren Auswirkungen weitere großräumige Strandvermessungen – mindestens einmal jährlich – erforderlich sind.

Eine nach Eintritt der Halbwertszeit erforderliche Nachspülmenge von rd. 350 000 m³ auf den Strand verbleibenden Sand entspricht einer Fördermenge von rd. 500 000 m³ Sand, da nach den Erfahrungen der Vorspülung 1972 mit rd. 30 % Spülverlust gerechnet werden muß. In Fällen örtlichen Sandmangels ist zu prüfen, ob bereits eine Nachspülung vorzunehmen ist oder ob eine Sicherung durch gezielte herkömmliche Baumaßnahmen wirtschaftlicher ist.

Untersucht wurden zunächst die Möglichkeiten für künftige Nachspülungen, den Sand im Seegebiet vor der Insel zu gewinnen und von See her einzubringen. Infolge der verhältnismäßig geringen Nachspülmengen von rd. 500 000 m³ Sand, die den weiteren Überlegungen zugrunde gelegt werden müssen und im Mittel in Abständen von jeweils 5 Jahren erforderlich sind, ist eine den schwierigen Seegangsbedingungen angepaßte Baustelleneinrichtung zu kostenaufwendig. Eine Strandauffüllung von See her würde erst bei einem Mehrfachen dieser Nachspülmenge kostenmäßig interessant sein. Die wirtschaftlichste Möglichkeit des Inselschutzes vor *Westerland*, die Stranderhaltung durch Sandvorspülung, ist eingehend untersucht worden. Entscheidend für die örtliche Nachspülung einer begrenzten Sandmenge ist die Erkenntnis, daß unter den hydrologisch-morphologischen Gegebenheiten vor *Sylt* der Strand von einer Stelle aus mit Sand versorgt werden kann, indem er durch die Naturkräfte in nördlicher und südlicher Richtung transportiert wird.

Ausgehend vom heutigen Stand der Technik sollte daher für die Zeit der übersehbaren Zukunft der Inselchutz auf Sandvorspülung abgestellt werden, so lange nicht grundlegende Veränderungen der äußeren Bedingungen, des Schutzbedürfnisses der Insel oder auch der Technik eintreten. Nach den Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ist die günstigste Lösung die Sandzufuhr zum Strand aus dem *Rantum-Becken*. Sie würde je Nachspülung nach dem heutigen Kostenstand einen Betrag von 3,0 Mio. DM erfordern. Dabei sind die geringen verbleibenden Unterhaltungskosten der bestehenden Deckwerke unberücksichtigt geblieben. Für die erstmalige Sandentnahme aus dem *Rantum-Becken* ist außerdem ein Betrag von 1,0 Mio. DM anzusetzen, um damit Belangen der Abwasserbehandlung und des Naturschutzes zu genügen.

Um die künftige Inselerhaltung mit dem geringsten Kostenaufwand zu erreichen, sollte unbedingt die Sandentnahme aus dem *Rantum-Becken* angestrebt werden. Dabei kann der Forderung entsprochen werden, den Naturschutz so wenig wie möglich zu beeinträchtigen, was bei der Größe des Naturschutzgebietes und der technischen Möglichkeiten der Sandentnahme unterhalb der Wasserfläche auch erreichbar ist. Ein für die Inselicherheit bedeutender Vorteil einer derartigen Entnahme ist, daß im Gefahrenfalle unabhängig von der Jahreszeit Sand zum Strand nachgespült werden kann.

Die Wirtschaftlichkeit der künftigen Stranderhaltung durch Nachspülungen läßt sich an den Kosten messen, die für den Bau und die Unterhaltung massiver Uferschutzwerke erforderlich wären, wenn diese allein den Uferschutz bewirken sollten. So betragen die Kosten für ein Uferdeckwerk in gleicher Länge von 2,9 km wie das bestehende, das bis zu einer Tiefe hinabgeführt wird, unterhalb derer Erosion an seinem Fuß ausbleibt, rd. 136 Mio. DM; seine Unterhaltung würde mit 1 % der Bausumme jährlich rd. 1,4 Mio. DM erfordern. Die Baukosten eines uferparallelen Wellenbrechers, unter dessen Wirkung ein begrenzter Strand erhalten bliebe, betragen rd. 222 Mio. DM. Dagegen kostet eine Nachspülung von 500 000 m³ Sand, entnommen aus dem *Rantum-Becken*, im Abstand von 5 Jahren jeweils 3,0 Mio. DM; das sind jährlich rd. 600 000 DM. Hinzu kommen geringe jährliche Unterhaltungskosten für die Schutzwerke, die durch die Vorspülung gedeckt werden.

Hervorgehoben werden muß, daß bei diesem Kostenvergleich völlig unberücksichtigt geblieben ist, daß zunächst einmal ein Kapital von 136 Mio. DM bzw. 222 Mio. DM aufgebracht werden muß, um das Deckwerk bis unterhalb der Erosionszone auszubauen oder den Wellenbrecher im offenen Wasser vor *Westerland* zu erstellen. Wenn auch die Problematik der Sandvorspülung auf Grund der verhältnismäßig kurzen Beobachtungsdauer noch nicht abschließend beurteilt werden kann, so ist doch die eines Deckwerksausbaues oder eines Wellenbrechers – unabhängig von den Kosten – sehr viel größer.

Als Ergebnis des Teilgutachtens D wird deshalb empfohlen, den künftigen Inselchutz vor *Westerland* auf die Stranderhaltung durch Nachspülung von Sand abzustellen, der im *Rantum-Becken* entnommen wird und dort in größeren Zeitabständen aus dem *Rantum-Watt* wieder aufgefüllt werden kann. Als Form dieser Vorspülung ist wie 1972 ein Sandlager in Form einer Sandbühne anzustreben, von dem aus der Sand durch Wellenkräfte nach Norden und Süden verteilt wird. Auf diese Weise läßt sich in Zukunft der Inselchutz am wirtschaftlichsten gestalten.

Um die zeitlichen und räumlichen Grundlagen für künftige Sandnachspülungen zu schaffen, sind unbedingt ständig weitere Messungen und Beobachtungen erforderlich. Das

sind vor allem die jährliche Frühjahrspeilung entlang der Uferstrecke im Bereich der Sandumlagerung zur Ermittlung der Sandmassen, tägliche Wellenmessungen an der Station W₄ mit Auswertung der jährlichen Wellenenergie bei Sturmfluten (Wellenhöhe über 3 m), Registrierung der Wasserstände an den Schreibpegeln sowie in dreijährigen Abständen Entnahme von Sandproben zur Bestimmung der Kornzusammensetzung.

8. Schriftenverzeichnis

- AGEMA, D. F.: Havendammen van Zee. Ndl. Zeitschr. Cement, Nr. 12, Jg. XXIV, 1972.
- ANWAR, J.: Der holozäne Meeressand im Seegebiet westlich von Sylt zwischen Kampen und Rantum (Ausgangsmaterial und Sedimentation). Meyniana, H. 24, 1974.
- BÜSCHING, F.: Über Orbitalgeschwindigkeiten irregulärer Brandungswellen. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 42, 1974.
- DETTE, H. H.: Wellenmessungen und Brandungsuntersuchungen vor Westerland/Sylt. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 40, 1974a.
- DETTE, H. H.: Wellenmessungen und Brandungsuntersuchungen vor Westerland/Sylt. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 40, 1974b.
- DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 41, 1974c.
- DIETZ, C. u. HECK H.-L.: Erläuterung zu den Blättern Sylt Nord und Sylt Süd. Geologische Karte von Deutschland 1 : 25 000, Kiel 1952.
- VAN DIXHOORN, J.: Nieuwe Havenmond Hock van Holland. Sonderschrift des ndl. Rijkswaterstaat, 1971.
- DOLEZAL, R., PETERSEN, M. u. REINHARD, R.: Messung der Sandwanderung an Brandungsküsten. 4. Int. Atomkonf. Genf 1971.
- FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, H. 23, 1972.
- FÜHRBÖTER, A.: Eine Refraktionsbuhne aus Sand vor Sylt. Wasser und Boden, H. 12, Jg. 25, 1973a.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 40, 1974b.
- FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. Proc. 14th Intern. Conf. on Coastal Eng., Kopenhagen 1974.
- HAKKELING, B.: Zink- en aauverwaute werken, benevens het hoe en de wijze warop. Rotterdam 1970.
- HOFFMANN, D.: The Marine Holocene of Sylt. Discussion of the Age and Facies. Geologie en Mijnbouw, Vol. 48, 1969.
- HOFFMANN, D.: Zum geologischen Aufbau der Hörnummer Halbinsel auf Sylt. Meyniana, H. 24, 1974.
- KÖSTER, R.: Geologie des Seegrundes vor den Nordfriesischen Inseln Sylt und Amrum. Meyniana, H. 24, 1974.
- KRAMER, J.: Künstliche Wiederherstellung von Stränden unter besonderer Berücksichtigung der Strandaufspülung Norderney 1951/1952. Forschungsst. Norderney, Jahresber. 1957, Bd. IX.
- KRAMER, J.: Die Strandaufspülung Norderney 1951/1952 und ein Plan zu ihrer Fortführung. Die Küste, Jg. 7, 1958/1959.
- LAMPRECHT, H. O.: Brandung und Uferveränderungen an der Westküste von Sylt. Mitt. Franzius-Inst., H. 8, 1955.
- LUCK, G.: Die zweite Strandaufspülung am Westrand von Norderney. Forschungsst. Norderney, Jahresber. 1968, Bd. XX.
- NACHTIGALL, K. H.: Über die Unterwasserhangmorphologie vor Rantum und Kampen auf Sylt. Meyniana, H. 18, 1968.
- ZAUSIG, F.: Veränderungen der Küsten, Sände, Tiefs und Watten der Gewässer um Sylt (Nordsee) nach alten Seekarten, Seehandbüchern und Landkarten seit 1585. Geologie der Meere und Binnengewässer, H. 3, 1939.

Berichte und Gutachten

Gutachten des Geologischen Landesamtes Schleswig-Holstein (Gutachter Dr. S. Bressau): Kornverteilung von Bohrproben für eine Sandvorspülung vor der Insel Sylt, Kiel 1971.

Bericht des Geologisch-Paläontologischen Institutes der Universität Kiel (Berichtersteller Dipl.-Geol. H. Kirchner): Untersuchung zur Sandvorspülung vor Westerland/Sylt - Geologie, Kiel 1974.

Erfahrungen aus den Sturmfluten vom November/ Dezember 1973 und Folgerungen für die niedersächsischen Küstenschutzwerke

Bericht der vom Niedersächsischen Minister für Ernährung, Landwirtschaft
und Forsten eingesetzten Ingenieur-Kommission¹⁾

Zusammenfassung

Im November und Dezember 1973 sind die Küsten der inneren Deutschen Bucht durch mehrere, in dichter Folge auftretende Sturmfluten heimgesucht worden. Die nach der sehr schweren Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 verstärkten Küstenschutzwerke hatten ihre erste Bewährungsprobe zu bestehen, wenn auch das Ausmaß der Beanspruchung von 1962 nicht erreicht wurde. Für den Bereich der niedersächsischen Küste wurden neue Erfahrungen sowie die örtlich eingetretenen Schäden ausgewertet und im Hinblick auf die nach 1962 gegebenen Empfehlungen für die Verbesserung des Küstenschutzes bewertet. Die Ergebnisse dieser Bewertung werden in dem folgenden Aufsatz mitgeteilt.

Summary

In November and December 1973 the coasts of the German Bay were infested by a series of closely occurring storm tides. The coastal protection works, improved after the heavy storm tides of February 16/17, 1962, then had to stand their first test, though the strain did not reach the extent of 1962. In the coastal area of Lower Saxony new experiences as well as local damages were analysed and estimated in consideration of the recommendations given after the storm tides of 1962 in order to improve the coast protection. The paper deals with the results of these analyses.

Inhalt

1.	Einführung	97
2.	Meteorologische und hydrographische Beobachtungen	99
2.1	Meteorologische Randbedingungen der Sturmzeiten-Kette	99
2.2	Wasserstände der Sturmzeiten-Kette vom November/Dezember 1973	99
2.3	Seegang und Wellenaufwurf	106
2.4	Allgemeine Wirkung von Sturmzeiten-Ketten auf die Küstenschutzwerke	110
2.5	Bewertung der Sturmzeiten-Kette 1973 im Schrifttum	111
3.	Sturmflutschäden und Schadensursachen	112
3.1	Verteilung und Schadensarten	112
3.2	Schäden an den Hauptdeichen	113
3.2.1	Grüne Außenböschung	113
3.2.2	Deichboden	113
3.3	Schäden an den Deichsicherungswerken	114
3.4	Schäden an Deichvorland und Sommerdeichen	114
3.5	Schäden an den Dünen und Schutzwerken der Inseln	115
4.	Ergänzungen der Empfehlungen 1962/70 für den Küstenschutz in Niedersachsen	115
4.1	Bemessung der Deichhöhe	115

¹⁾ Mitglieder der Ingenieur-Kommission waren: Ltd. Baudirektor J. KRAMER, Aurich; Baudirektor G. KRAUSE, Hannover; Dr.-Ing. G. Luck, Norderney.

4.2	Deichprofil	116
4.3	Deichsicherungswerke	116
4.4	Deichvorland	117
4.5	Sommerdeiche	117
4.6	Deichboden und Deichdecke	118
4.7	Anlagen im und am Deich	118
4.8	Deicherhaltung, Deichverteidigung, Vorlandpflege	119
5.	Folgerungen für den Inselschutz	120
6.	Nachschrift	120
7.	Schriftenverzeichnis	121

1. Einführung

In den Monaten November und Dezember 1973 wurden die Küstenschutzwerke der inneren Deutschen Bucht durch mehrere, in dichter Folge auftretende Sturmtiden stark beansprucht. Die Festlandsdeiche erlitten streckenweise mehr oder weniger starke Beschädigungen. Deichbrüche sind jedoch nicht eingetreten. Auf den Ostfriesischen Inseln entstanden Dünenverluste großen Ausmaßes, und die Inselschutzwerke gaben an einigen Stellen der Beanspruchung nach. Die Sturmtiden-Kette (LÜDERS, 1974) war sowohl in der Höhe der Einzeltiden wie auch in deren kurzfristiger Häufung das schwerste Sturmflutereignis nach 1962 (s. Abschn. 6.).

Bereits nach den Sturmfluten vom 31. 1. bis 2. 2. 1953 (Holland-Sturmflut) und insbesondere nach derjenigen vom 16./17. Februar 1962 waren die Küstenschutzwerke der inneren Deutschen Bucht hinsichtlich ihrer funktionellen Wirkung wie ihrer konstruktiven Ausbildung – orientiert an den damals eingetretenen Beanspruchungen – beurteilt worden (z. B. für die niedersächsische Küste LÜDERS, 1957; INGENIEUR-KOMMISSION, 1962). Auf der Grundlage dieser Beurteilungen wurden durch eine Arbeitsgruppe des KÜSTENAUSSCHUSSES NORD- UND OSTSEE Empfehlungen für die Wiederherstellung beschädigter und die Neugestaltung unzureichender Anlagen des Festlandsschutzes erarbeitet (ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE, 1962). Die seither gewonnenen Erfahrungen sowie neuere Erkenntnisse veranlaßten die Arbeitsgruppe, einen Nachtrag zu den 1962 gegebenen Empfehlungen zu verfassen (ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE, 1970). Diese Empfehlungen waren in ihrer Gesamtheit Grundlage für die Neugestaltung des Küstenschutzes in der Deutschen Bucht nach 1962. Die für die niedersächsische Küste nach 1962 erarbeitete Planung für den Ausbau des Festlands- und Inselschutzes und die seitdem ausgeführten Küstenschutzarbeiten sind durch den NIEDERSÄCHSISCHEN MINISTER für ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT und FORSTEN im *Generalplan Küstenschutz* zusammengestellt worden (1973).

Obwohl während der Sturmtiden-Kette vom November/Dezember 1973 die HHThw-Stände nur an einem Ort des niedersächsischen Küstengebietes (Abb. 1) – und zwar *Papenburg* – überschritten wurden und die Kraftentfaltungen der Einzeltiden im allgemeinen nicht besorgniserregend waren, erwuchs jedoch aus der zeitlichen Häufung der Sturmtiden eine so starke Belastung der Küstenschutzwerke, daß die hierdurch bewirkten Schäden Veranlassung geben, das Geschehen in Ursache und Wirkung zu deuten sowie die nach der Orkanflut vom 16./17. Februar 1962 entwickelten Vorstellungen zum Küstenschutz einer kritischen Prüfung zu unterziehen.

2. Meteorologische und hydrographische Beobachtungen

2.1 Meteorologische Randbedingungen der Sturmtiden-Kette

In den Abbildungen 2 bis 4 sind für *Norderney*, *Bremerhaven* und *Cuxhaven* die Umhüllenden der Tidewasserstände für die Zeit vom 5. November bis zum 20. Dezember 1973 sowie die zugehörigen Grenzwasserstände (Wind-, Sturm- und Orkanfluten) dargestellt und zu den Windrichtungen sowie Windstärken in Beziehung gesetzt. In *Norderney* wurde die Orkanflutgrenze (Grenze der sehr schweren Sturmflut) unter Westwindeinfluß fünfmal überschritten. In *Bremerhaven* traten keine Orkanfluten ein, und in *Cuxhaven* wurde die Orkanflutgrenze nur dreimal überschritten und zweimal erreicht. Die über die Tide gemittelten Windstärken (Tidemittel) übertrafen in *Norderney* mehrfach 9 Beaufort, die in *Bremerhaven* und *Cuxhaven* nicht erreicht wurden.

Die Erklärung hierfür liefern die in den Abbildungen 5 bis 7 aufgetragenen Windstärkerosen von *Norderney*, *Bremerhaven* und *Cuxhaven*. Sowohl in *Norderney* als auch in *Cuxhaven* überwiegen Winde aus westlichen – also stauwirksamen – Richtungen, während in *Bremerhaven* das Geschehen eher aus WSW gesteuert wurde.

Die höchsten Wasserstände der Sturmtiden-Kette traten am 19./20. November 1973 und am 6./7. Dezember 1973 auf. Die diesen Tiden zugehörigen Großwetterlagen sind in den Abbildungen 8 und 9 sowie 10 und 11 festgehalten worden. Sie zeigen, daß Nord-europa während dieser Zeiträume unter starkem Westwindeinfluß stand.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Sturmtiden-Kette und die durch sie eingebetteten Höchstwasserstände wesentlich durch Westwinde mit langer Wirkzeit gestaltet wurden, ohne daß die Windstärken außergewöhnliche Werte aufwiesen. Die Tidemittel der wenigen Nordwestwinde erreichten vergleichsweise nur geringe Windstärken, und darauf mag es zurückzuführen sein, daß Wasserstände im HHThw-Bereich nur in *Papenburg* aufgetreten sind.

2.2 Wasserstände der Sturmtiden-Kette vom November/Dezember 1973

„Unter Sturmtiden sind alle Tiden zu verstehen, deren Hochwasser (Thw) eine für jeden Pegelort besonders festzulegende Abgrenzungslinie erreichen und überschreiten. Diese Linie stimmt überein mit der Wasserstandslinie, von der ab die Windfluten gerechnet werden“ (LÜDERS, 1974). Die untere Grenze der Windfluten ist identisch mit derjenigen der leichten Sturmfluten des Häufigkeitsverfahrens. In Tabelle 1 sind die nach dieser Definition ermittelten Sturmtiden des November/Dezember 1973 für einige Pegel der niedersächsischen Küste zusammengestellt.

Die Tabelle verdeutlicht, daß während der Sturmweatherlagen im November/Dezember 1973 an beinahe allen Pegeln etwa jeden zweiten Tag die Windflutgrenze überschritten wurde. Lediglich im Bereich der Jade sind Sturmtiden weniger häufig aufgetreten.

Die höchsten Wasserstände der Sturmtiden-Kette wurden – örtlich unterschiedlich – am 13. und 16. November, in der Nacht vom 19. zum 20. November sowie am 6./7. und 13./14. Dezember registriert. Sie sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 1

Dauer der Sturmzeiten-Kette und Anzahl der Sturmzeiten

Pegel	Dauer der Sturmzeiten-Kette Tage	Sturmzeiten Anzahl
Borkum-Südstrand	42	24
Norderney-Riffgat	42	24
Wangerooge West	42	21
Emden	42	22
Norddeich	42	23
Bensersiel	42	20
Wangersiel	37	21
Wilhelmshaven-Seeschleuse	35	12
Vareler Schleuse	35	15
Fedderwarder Siel	42	21
Bremerhaven	42	19
Wremertief	42	22
Spieka-Neufeld	42	24
Cuxhaven	42	25
Otterndorf	42	28
Stadersand	43	31

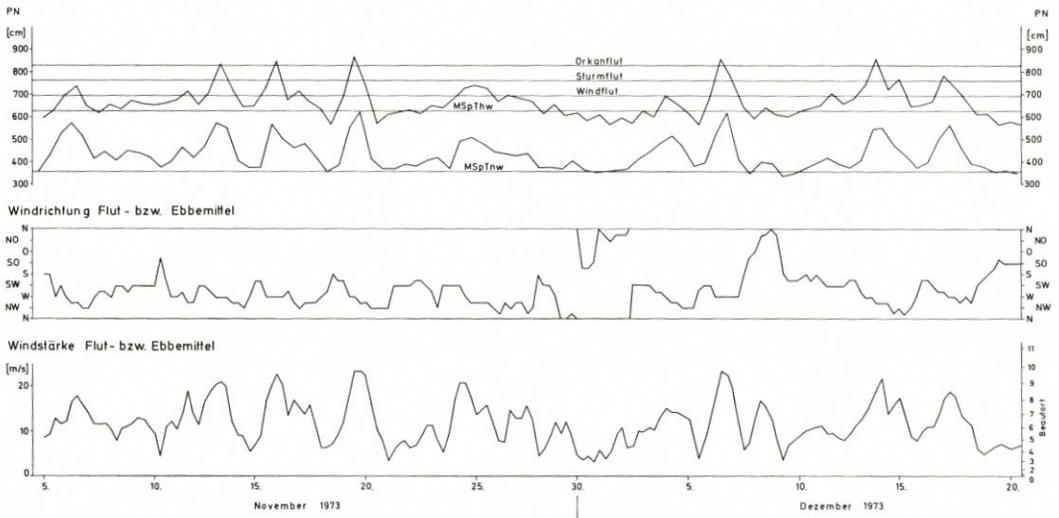


Abb. 2. Norderney: Tidewasserstände, Grenzwasserstände, Windrichtung und -stärke November/Dezember 1973

Die Höchstwasserstände der Sturmzeiten-Kette traten am 19./20. November (Ems, Ostfriesland und innere Jade), am 6./7. Dezember (Weser- und Elbegebiet) und am 13./14. Dezember (Unterweser oberhalb *Brake*) ein. Die Tabelle 2 läßt erkennen, daß die – ebenfalls dort aufgeführten – HHThw durchweg beträchtlich unterschritten blieben. Lediglich in *Papenburg* (Ems) war das Thw am 19. 11. 6 cm höher als das HHThw (1962). Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, daß die 1962 durch Deichbrüche eingetretene Entlastung der Ems 1973 ausblieb.

Die in Tabelle 2 herausgestellten Thw-Stände vom Herbst 1973 sind in den Abbil-

Tabelle 2

Sturmflutwasserstände 1973 (Werte bezogen auf NN m)

	MTnw 61/70	MThw 61/70	HHThw	Thw 1973					
				13. 11.	16. 11.	19./20. 11.	6./7. 12.		13./14. 12.
Borkum-Südstrand	- 1,23	+ 0,99	+ 3,82	+ 3,07	+ 2,98	+ 3,35	+ 3,09	+ 3,33	
Norderney-Riffgat	- 1,23	+ 1,13	+ 4,10	+ 3,43	+ 3,49	+ 3,63	+ 3,62	+ 3,55	Hptz. Ney-Hafen
Wangerooge West	- 1,41	+ 1,31	+ 4,20	+ 3,50	+ 3,73	+ 3,80	+ 3,77	+ 3,70	HHThw Flutmarke
Papenburg	- 0,37	+ 1,62	+ 3,96	+ 3,55	+ 3,56	+ 4,02	+ 3,76	+ 3,84	
Leerort	- 1,03	+ 1,50	+ 5,06	+ 4,10	+ 4,07	+ 4,71	+ 4,33	+ 4,49	
Emden, neue Seeschleuse	- 1,65	+ 1,35	+ 5,18 ^{*)}	+ 3,84	+ 3,80	+ 4,42	+ 4,06	+ 4,26	
Leybuchtziel	—	+ 1,25	+ 4,83	+ 3,62	+ 3,67	+ 4,09	+ 3,89	+ 3,79	
Norddeich	- 1,31	+ 1,17	+ 4,68	+ 3,43	+ 3,50	+ 3,77	+ 3,60	+ 3,62	HHThw Lattenpegel
Bensersiel	—	+ 1,33	+ 4,77	+ 3,66	+ 3,74	+ 3,92	+ 3,84	+ 3,86	
Hanlesiel	—	+ 1,35	+ 4,70	+ 3,76	+ 3,76	+ 4,10	+ 4,06	+ 3,92	
Wangersiel	—	+ 1,45	+ 4,65	+ 3,85	+ 3,95	+ 4,10	+ 4,20	+ 4,15	
Wilhelmshaven, Seeschleuse	- 2,00	+ 1,70	+ 5,21	+ 4,05	+ 4,29	+ 4,55	+ 4,42	+ 4,37	
Dangaster Siel	—	+ 1,75	+ 5,22	+ 4,09	+ 4,44	+ 4,68	+ 4,59	+ 4,54	
Vareler Schleuse	—	+ 1,75	+ 5,61 ^{*)}	+ 4,14	+ 4,48	+ 4,74	+ 4,66	+ 4,58	
Schweiburger Siel	—	—	+ 5,52	+ 4,30	+ 4,60	+ 5,00	+ 4,82	+ 4,80	keine langfr. Werte vorhanden
Fedderwardsiel	—	+ 1,58	+ 5,25	+ 4,05	+ 4,37	+ 4,47	+ 4,53	+ 4,38	
Bremerhaven	- 1,80	+ 1,70	+ 5,35	+ 4,18	+ 4,54	+ 4,71	+ 4,78	+ 4,64	
Brake	- 1,63	+ 1,91	+ 5,29	+ 4,20	+ 4,38	+ 4,44	+ 4,49	+ 4,44	
Vegesack	- 1,18	+ 2,14	+ 5,22	+ 4,29	+ 4,40	+ 4,52	+ 4,55	+ 4,59	
Bremen, gr. Weserbrücke	- 1,06	+ 2,35	+ 7,81 ^{°)}	+ 4,45	+ 4,59	+ 4,60	+ 4,60	+ 4,65	
Wremertief	—	+ 1,60	+ 5,45	+ 4,28	+ 4,58	+ 4,64	+ 4,76	+ 4,58	
Spieka-Neufeld	—	+ 1,48	+ 5,45	+ 4,16	+ 4,32	+ 4,30	+ 4,42	+ 4,37	() ergänzt
Cuxhaven	- 1,45	+ 1,43	+ 4,94	+ 3,97	+ 4,22	+ 4,06	+ 4,39	+ 4,22	
Ostesperwerk	- 1,19	+ 1,46	+ 5,23	+ 4,22	+ 4,50	+ 4,36	+ 4,70	+ 4,49	
Glückstadt	- 1,12	+ 1,44	+ 5,60	+ 4,18	+ 4,27	+ 4,34	+ 4,60	+ 4,33	
Stadersand	- 1,05	+ 1,53	+ 5,73	+ 4,28	+ 4,39	+ 4,59	+ 4,88	+ 4,54	
Hamburg-St. Pauli	- 0,83	+ 1,82	+ 5,70	+ 4,66	+ 4,82	+ 5,00	+ 5,33	+ 5,05	

*) 13. 3. 1906, °) 13. 3. 1881, übrige HHThw 16./17. 2. 1962

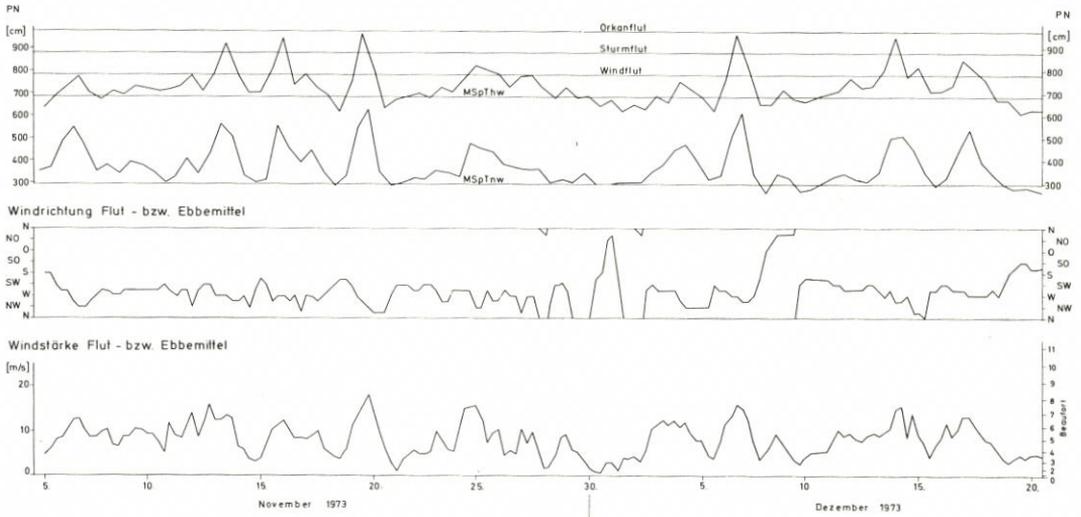


Abb. 3. Bremerhaven: Tidewasserstände, Grenzwasserstände, Windrichtung und -stärke November/Dezember 1973

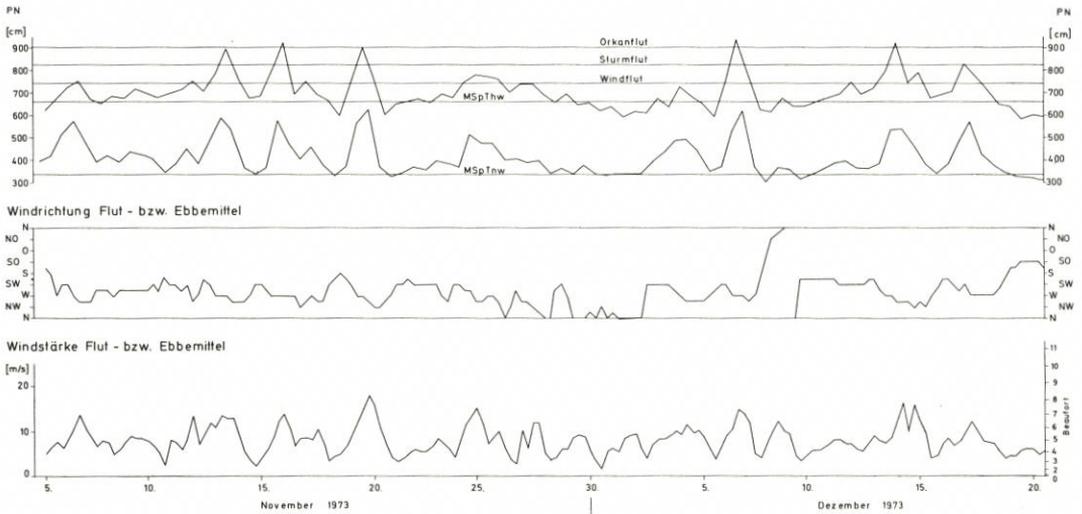


Abb. 4. Cuxhaven: Tidewasserstände, Grenzwasserstände, Windrichtung und -stärke November/Dezember 1973

dungen 12 bis 17 in einer HThw-Linie dargestellt. Hierbei wurden die jeweils eingetretenen Höchstwasserstände ohne Rücksicht auf die Eintrittside miteinander verbunden, so daß hier drei Tiden (19./20. 11., 6./7. 12. und 13./14. 12.) zusammengefaßt sind. In den Darstellungen sind die HThw-Stände in Beziehung gesetzt zu den Höhenlagen von Deichkrone (Soll und Ist), Bemessungswasserstand und MThw-Linie längs der niedersächsischen Küste von der Ems bis zur Elbe.

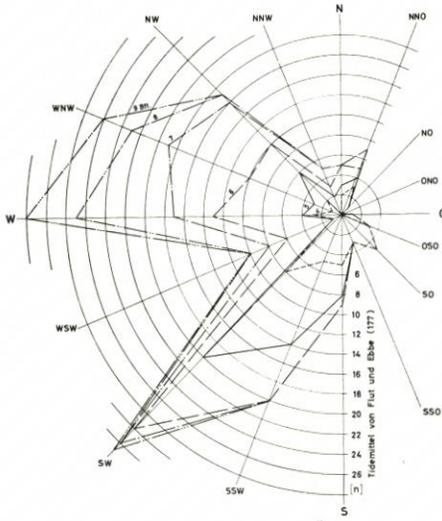


Abb. 5. Norderney: Windstärkerose
November/Dezember 1973

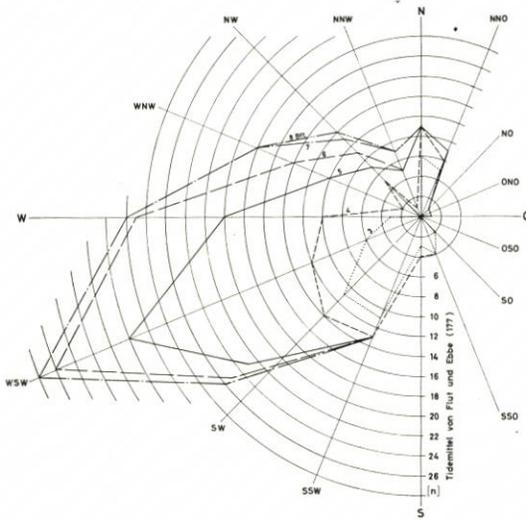


Abb. 6. Bremerhaven: Windstärkerose
November/Dezember 1973

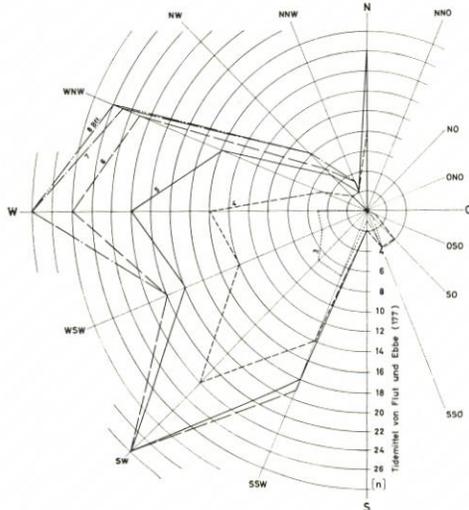


Abb. 7. Cuxhaven: Windstärkerose
November/Dezember 1973

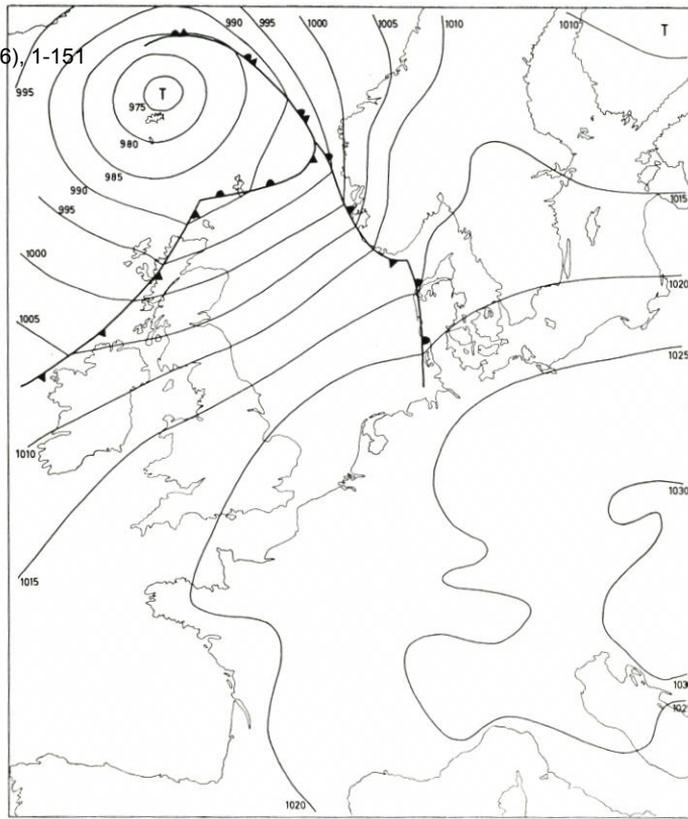


Abb. 8. Großwetterlage vom 18. 11. 1973

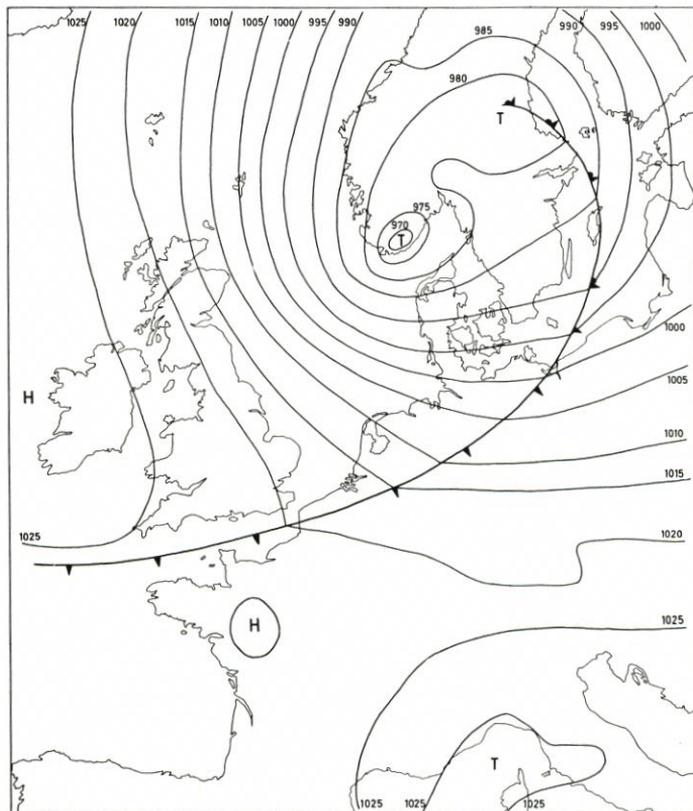


Abb. 9. Großwetterlage vom 19. 11. 1973

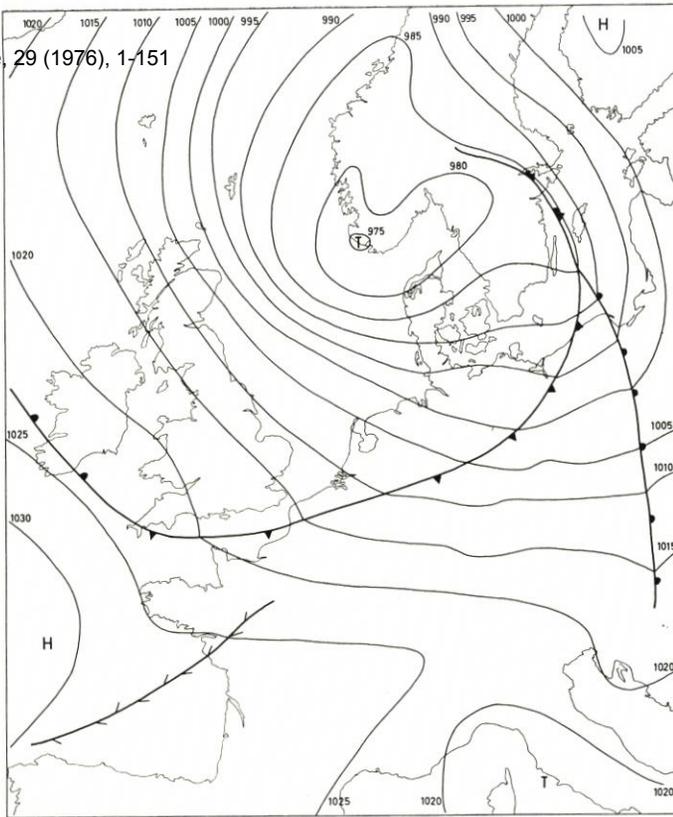


Abb. 10. Großwetterlage vom 6. 12. 1973

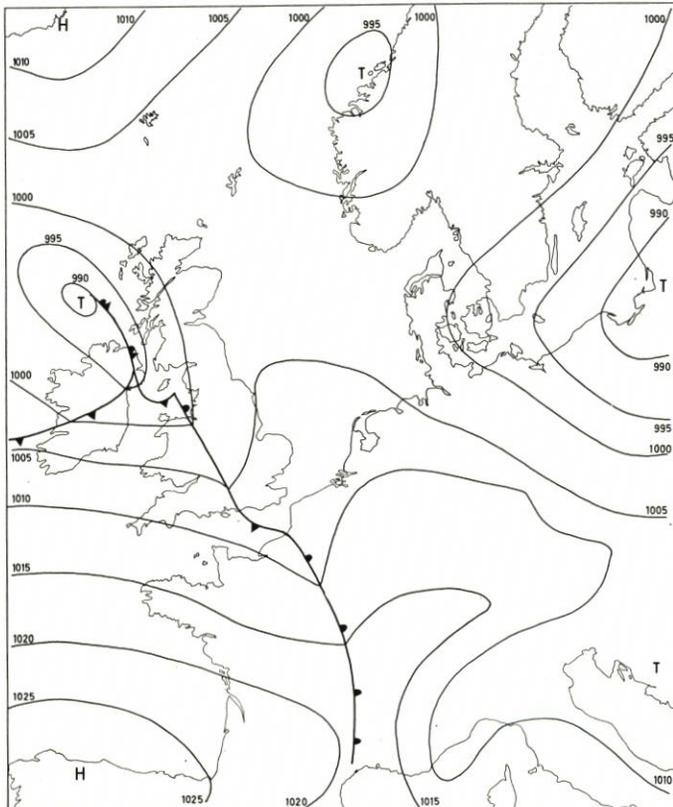


Abb. 11. Großwetterlage vom 7. 12. 1973

2.3 Seegang und Wellenauflauf

Über den während der einzelnen Sturmzeiten herrschenden Seegang bestehen nur recht allgemeine Vorstellungen, da im Bereich der niedersächsischen Küste entsprechende Messungen nicht ausgeführt worden sind. Die Perioden erreichten nach örtlichen Beobach-

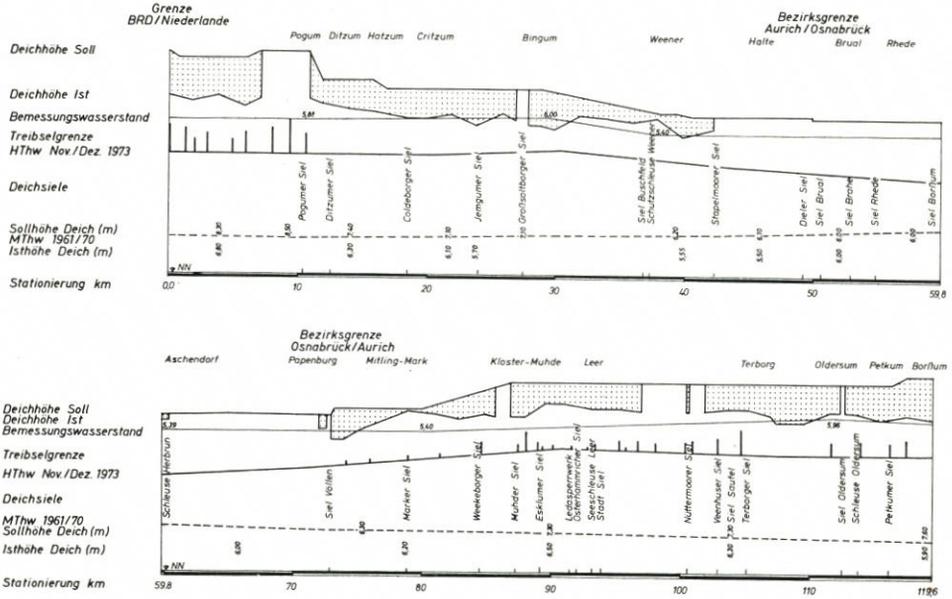


Abb. 12. Hydrologischer Längenschnitt der niedersächsischen Deichlinie – beiderseits der Ems –

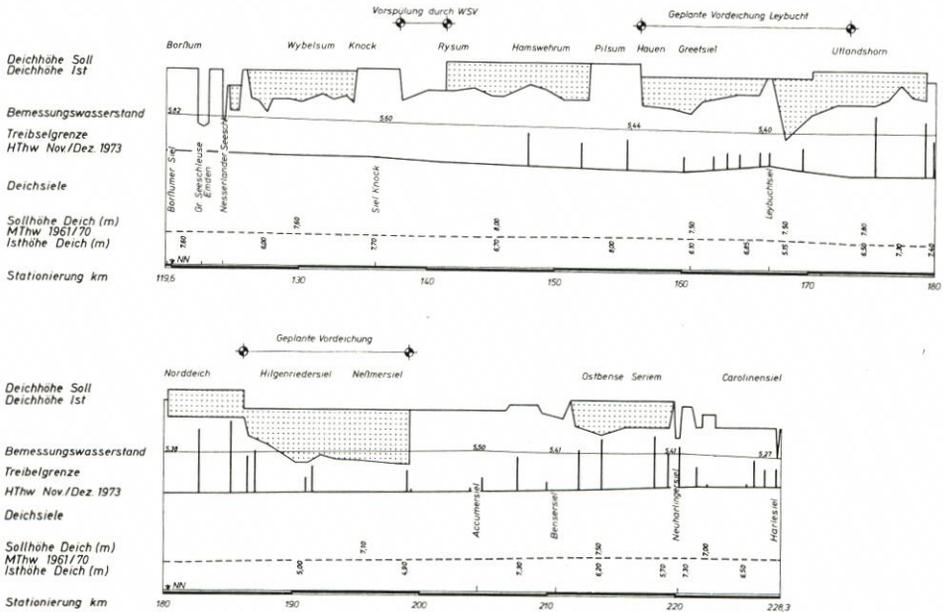


Abb. 13. Hydrologischer Längenschnitt der niedersächsischen Deichlinie – ostfriesische Küste –

tungen vor den Ostfriesischen Inseln mit 6 bis 7 Sekunden die hier bei Sturmfluten üblichen Werte.

In verschiedenen Abschnitten der niedersächsischen Küste gelang es, durch Einmessung der Treibselgrenze auf den Deichböschungen zuverlässigere Werte über den Wellenaufbau unter verschiedenen Randbedingungen zu erhalten, als sie bisher vorhanden

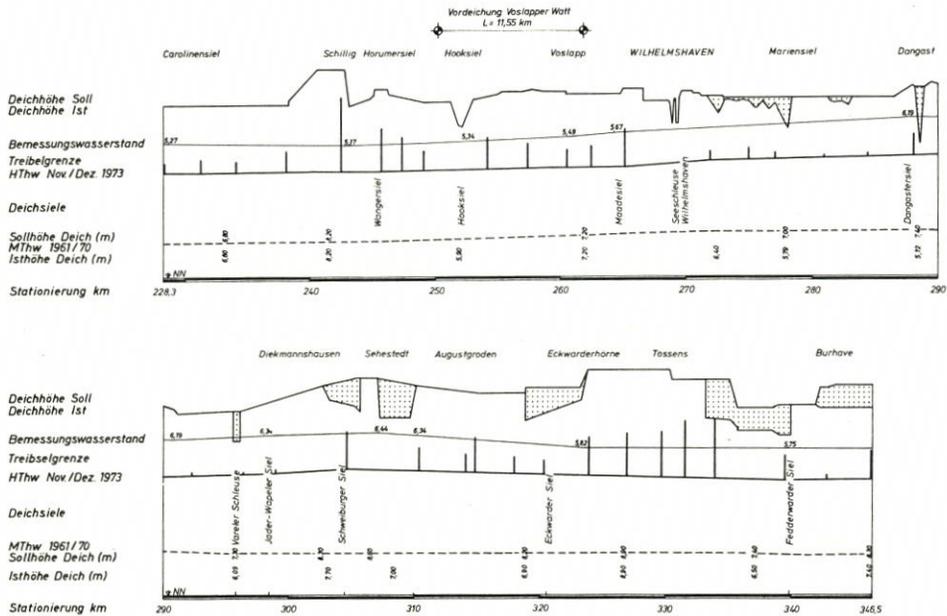


Abb. 14. Hydrologischer Längenschnitt der niedersächsischen Deichlinie – Jadegebiet –

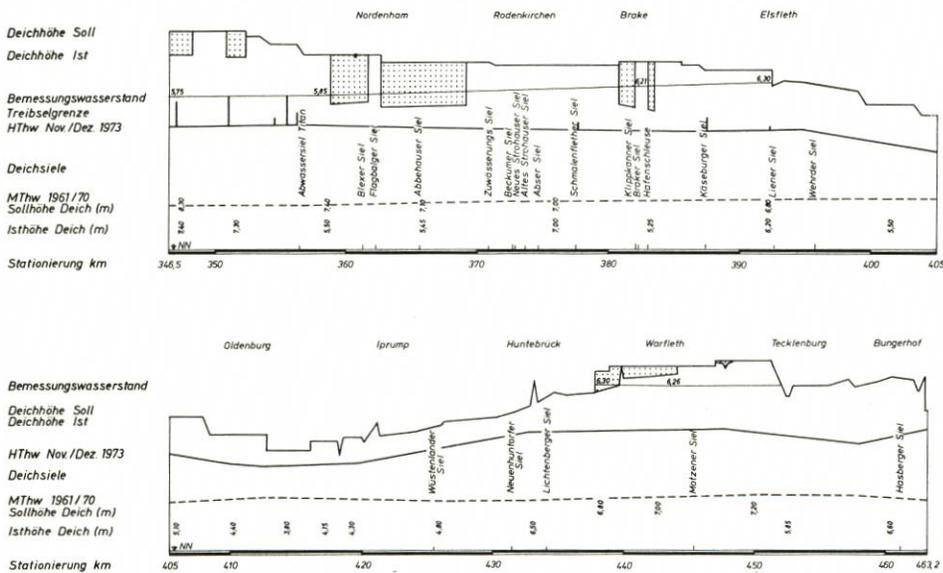


Abb. 15. Hydrologischer Längenschnitt der niedersächsischen Deichlinie – Unterweser –

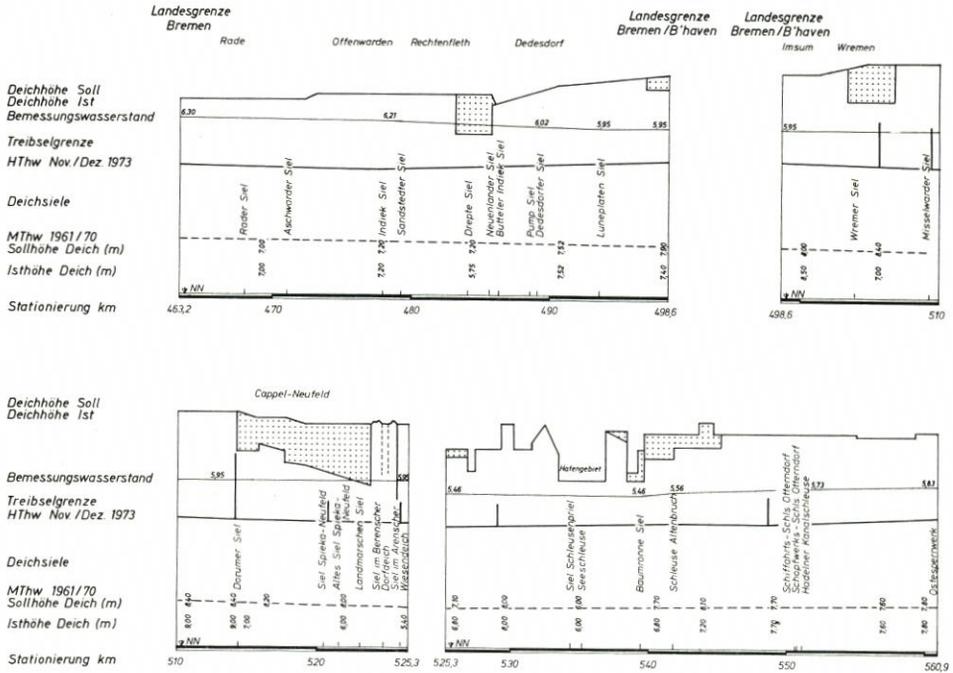


Abb. 16. Hydrologischer Längenschnitt der niedersächsischen Deichlinie – Land Wursten und Elbmündung –

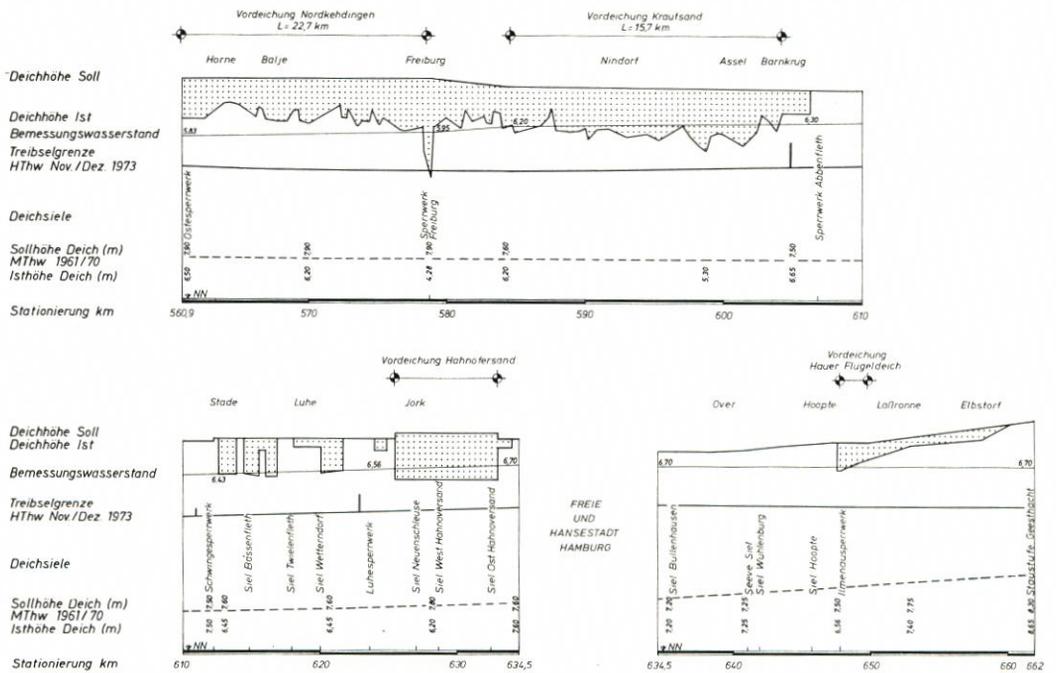


Abb. 17. Hydrologischer Längenschnitt der niedersächsischen Deichlinie – Elbegebiet –

waren (ERCHINGER, 1974). Der Wellenauflauf ist in Abhängigkeit von den örtlichen Bedingungen (Vorland, Schardeich, Sommerdeich usw.) stark unterschiedlich und beträgt – vertikal gemessen – bis zu 3 m.

Auf den Abbildungen 12 bis 17 ist oberhalb des HThw November/Dezember 1973 der höchste Wellenauflauf an einem Meßpunkt durch Einmessung der Treibselgrenze als

Wellenauflauf

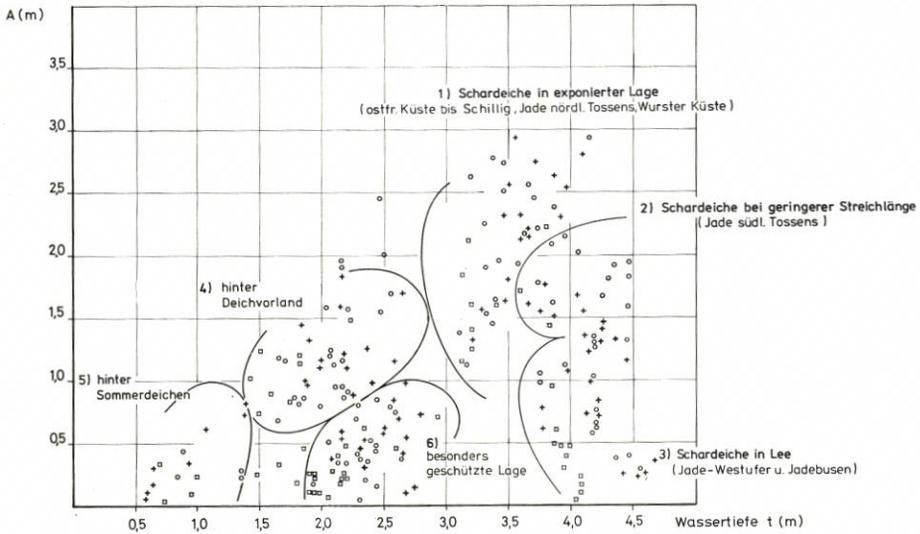


Abb. 18. Wellenauflauf – Meßwerte verschiedener niedersächsischer Deichstrecken in Abhängigkeit von der örtlichen Wassertiefe

13. 11. 1973 □ 19. 11. 1973 + 6. 12. 1973 ○

Wellenauflauf

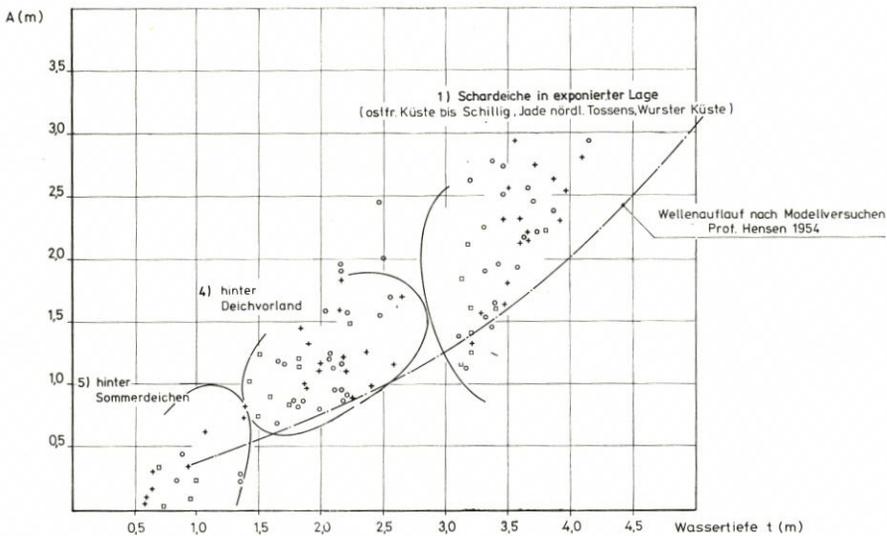


Abb. 19. Wellenauflauf – Meßwerte exponierter Deichabschnitte
13. 11. 1973 □ 19. 11. 1973 + 6. 12. 1973 ○

Säule eingezeichnet. Auf Abbildung 18 sind alle gemessenen Wellenauflaufhöhen in Abhängigkeit von der Wassertiefe vor dem Deich eingetragen und für die einzelnen Sturmzeiten verschieden gekennzeichnet.

In Abbildung 18 sind einige Gruppen von Meßwerten unterscheidbar für:

1. Schardeiche in exponierter Lage – ostfriesische Küste bis *Schillig*, Jade nördlich *Tossens*, Wurster Küste (Abb. 1)
2. Schardeiche mit geringer Streichlänge – Jade südlich *Tossens*
3. Schardeiche in Lee – Westufer der Jade, Nordufer des Jadebusens
4. Deiche mit Deichvorland
5. Deiche mit davorliegenden Sommerdeichen
6. Deiche in besonders geschützter Lage

Die breite Streuung der in Abbildung 18 dargestellten Meßwerte läßt erkennen, wie wichtig örtliche Messungen des Wellenaufbaus für die einzelnen Deichabschnitte sind.

Der besseren Übersicht wegen sind auf Abbildung 19 die Meßwerte in Abhängigkeit von der Wassertiefe eingetragen, die an Deichen in exponierter Lage und normal zur Hauptwindrichtung gemessen wurden (Meßwertgruppen 1, 4 und 5 nach obiger Gliederung). Werden diese Werte zu dem in den Modellversuchen von HENSEN (1954) ermittelten Wellenaufbau an Seedeichen mit vorgelagertem Wattgebiet ins Verhältnis gesetzt, so zeigt sich, daß die Meßwertgruppe 1, Schardeiche in exponierter Lage, erheblich über den 1954 ermittelten Werten liegt, die allerdings auf monochromatischen Wellen gründen.

2.4 Allgemeine Wirkung von Sturmzeiten-Ketten auf die Küstenschutzwerke

Die Schutzwerke des Küstengebietes sowie die ungeschützten Dünenbereiche der Inseln wurden durch die Sturmzeiten-Kette vom Herbst 1973 stark beansprucht. Das Ausmaß der Beanspruchung ergab sich hierbei jedoch weniger durch einzelne, als vielmehr durch die Wirkung der schnellen Folge hoher Tiden. LÜDERS (1974) hat hierfür den Begriff der *Gruppendynamik* geprägt.

Dieser Begriff beinhaltet nicht nur die Häufung erhöhter Tiden in kurzer Zeit. Da die Tidewasserstände einer Kette unterschiedliche Höhen erreichen, erfaßt er auch deren Wirkung in den verschiedenen Höhenstufen vom Windflut- bis in den Orkanflutbereich. Hierdurch sind nämlich die Bauwerke des Insel- und Festlandschutzes kurzfristig in ihrer gesamten seeseitigen vertikalen Ausdehnung der Wirkung des Seeganges ausgesetzt.

Es ist gewiß, daß eine Reihe von Schäden an den Schutzwerken und insbesondere die großen Dünenverluste auf den Ostfriesischen Inseln gerade durch die gruppendynamische Wirkung der Sturmzeiten-Kette verursacht worden sind. Ein Beweis hierfür ist, daß während der Orkanflut vom 16./17. Februar 1962 und der sie begleitenden – allerdings schwächeren – Sturmzeiten-Kette die Dünenabbrüche auf den Ostfriesischen Inseln erheblich geringer waren als 1973.

Ein solcher Vergleich kann allgemein für die Bauwerke des Insel- und Festlandschutzes nicht gezogen werden, da diese nach der Orkanflut von 1962 entsprechend dem neu festgesetzten Bestick (ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE, 1962) auf langen Strecken inzwischen erhöht und verstärkt wurden. Immerhin konnte beobachtet werden, daß anfangs geringfügige und nicht schnell abzusichernde Schäden durch die wiederholte Einwirkung auch nur mäßig erhöhter Tiden dermaßen erweitert wurden, daß umfangreiche Wiederherstellungsarbeiten erforderlich waren.

Zum Ablauf des Sturmflutgeschehens in den Tidedrömen Elbe und Weser wurde wiederholt aus Kreisen der Bevölkerung die Vermutung geäußert, bauliche Eingriffe wie Fahrwasserausbauten, Vordeichungen und die Absperrung der tidebeeinflussten Nebenflüsse durch Sturmflutsperrwerke hätten sich erhöhend auf die Sturmflutscheitel und beschleunigend auf den Anstieg der Sturmflut-Wasserstände ausgewirkt.

Dazu ist festzustellen: Die nach 1962 an den Tidedrömen erstellten Küstenschutzanlagen halten sich insgesamt an die damaligen Planungen, die in hydraulischen Modellen eingehend untersucht wurden und die ergaben, daß einige der genannten Eingriffe den maximalen Wasserstand beeinflussen können. Die Wirkungen klingen aber mit der Entfernung vom Bauwerk schnell ab. Insbesondere ist festzustellen, daß die Einschnürung des Sturmflutquerschnittes durch eine Vordeichung stromabwärts zu einer Erhöhung der Sturmflutscheitel führt, stromaufwärts jedoch im allgemeinen zu einer Absenkung. Abdämmungen oder Absperrungen von Fluträumen führen zu örtlich begrenzten Sturmflutscheitel-Erhöhungen. Bei Fahrwasserausbauten sind die Querschnittsveränderungen so gering, daß sie die Sturmflutscheitel-Höhen kaum beeinflussen.

Obleich während der Sturmtiden-Kette von 1973 die Vordeichung *Nordkehdingen* und die Eindeichung *Krautsand* noch nicht abgeschlossen waren und deshalb nicht wirksam werden konnten, ist nach den bisherigen Erfahrungen und Beobachtungen für die Elbe festzustellen, daß sich die Sturmflutscheitel nach Fertigstellung aller Küstenschutzvorhaben und des 13,5-m-Fahrwasserausbaues bis *Hamburg-St. Pauli* nur um weniger als 1 dm erhöhen werden.

In der Weser wurden während der Sturmtiden-Kette die Sperrwerke noch nicht geschlossen. Während das Lesumsperrwerk bereits fertiggestellt war, befanden sich das Ochtumsperrwerk im Bau und das Huntesperrwerk im Planungsstadium. Auch der Ausbau des Weserfahrwassers hatte aus obigen Gründen nur wenig Einfluß auf die höchsten Sturmflut-Wasserstände.

Die Höhe der Sturmflut-Wasserstände in den Strömen war somit entscheidend durch die meteorologischen Bedingungen geprägt und nicht durch die in den letzten Jahren vorgenommenen Absperrungen und sonstige bauliche Eingriffe. Für die nicht gänzlich auszuschließenden Einflüsse der Sperrwerke auf die Scheitelwasserstände ist ein Ausgleich durch entsprechende Erhöhung der Hochwasserschutzanlagen vorhanden.

2.5 Bewertung der Sturmtiden-Kette 1973 im Schrifttum

Die zunächst ungewöhnlich erscheinende Häufung von Sturmtiden im Herbst 1973 hat der Sturmflutforschung erhebliche Impulse gegeben, die ihren Niederschlag in mehreren Veröffentlichungen fanden. Für die ostfriesische Küste untersuchte LÜDERS (1974) auf statistischer Grundlage und durch Vergleich der vorhandenen Wasserstandsaufzeichnungen verschiedener Pegel die Häufigkeit des Auftretens von Sturmtiden-Ketten. Er kam zu dem Ergebnis, daß die aufgetretenen Wasserstände nicht außergewöhnlich waren und Sturmtiden-Ketten nicht zu den seltenen Naturvorgängen gehören. DIETZE (1974) befaßte sich mit den Sturmfluten zwischen Ems und Jade auf der Grundlage des Häufigkeitsverfahrens. Da er den säkularen Wasserstandsanstieg nicht berücksichtigte, ergab sich in seiner Untersuchung eine Häufung überdurchschnittlicher Wasserstände in jüngerer Zeit. KURZAK (1974) beschäftigte sich mit dem Auftreten von Sturmtiden-Ketten in der Weser, faßte jedoch für eine differenzierte Beurteilung zu große Zeiträume zusammen. LAUCHT

(1974) bewertete die Sturmtiden-Kette für die Elbe und stellte in seiner Untersuchung die Möglichkeiten der statistischen Behandlung einzelner schwerer Sturmfluten wegen ihrer unterschiedlichen meteorologischen und sonstigen Randbedingungen wohl zu Recht in Frage. ROHDE (1974) verglich die Sturmtiden-Ketten von 1792 und 1973 und stellte fest, daß die von 1792 schwerer war. Ebenfalls mit dem Elbegebiet beschäftigte sich eine Untersuchung von SIEFERT (1975), die zu dem Ergebnis kommt, daß die Höhen der Sturmtiden zwar bemerkenswert, aber nicht außergewöhnlich waren und eine Sturmtiden-Kette wie die vom Herbst 1973 für die Elbe ein statistisch seltenes Ereignis darstellt. Als historisches Ereignis würdigte RODEWALD (1974) die 1973er Sturmtiden-Kette. ERCHINGER (1974) veröffentlichte die von ihm gemessenen Teekgrenzen (Wellenauflauf) und setzte sie zu den örtlichen Bedingungen (Schardeich, Vorlanddeich usw.) in Beziehung.

3. Sturmflutschäden und Schadensursachen

3.1 Verteilung und Schadensarten

Von der Sturmtiden-Kette im November/Dezember 1973 wurde die gesamte niedersächsische Küste betroffen. Schäden entstanden an Außenböschungen und Sicherungswerken der Hauptdeiche, an den Sommerdeichen sowie an den Inselfschutzwerten. Da die Hauptdeiche an keiner Stelle durch Wellen überlaufen wurden, blieben deren Deichkronen und Innenböschungen überall unbeschädigt.

An Elbe, Weser und Ems haben die bereits fertiggestellten und betriebsbereiten Sperrwerke ihre Aufgabe voll erfüllt, indem sie die Deiche der Nebenflüsse vor den Sturmflut-Wasserständen schützten.

Soweit es sich um Schäden an den Hauptdeichen handelt, muß unterschieden werden zwischen:

1. Deichstrecken, die noch nicht den Empfehlungen 1962 entsprechen (ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE, 1962).
2. Deichstrecken, die als Neubaustrecken 1972/73 fertiggestellt worden waren und noch keine feste Oberfläche mit dichter Grasnarbe hatten.
3. Deichstrecken, die den Empfehlungen 1962 entsprechen.

Der Umfang der Schäden ist den so dargestellten Ausbauzuständen der Deichstrecken zuzuordnen. Über die Schäden an den niedersächsischen Deichen bot sich bei einer Bereisung im Februar 1974 allgemein folgendes Bild:

Die noch nicht ausreichend verstärkten Deiche zeigten vielfach leichte Schäden, die sich auf Zerstörungen der Grasnarbe mit geringer Bodenauswaschung bis zu 0,25 m³/m Deich beschränkten. Mittlere Schäden mit Löchern bis zu 1 m³/m Deich waren dort entstanden, wo Deichstrecken besonders stark dem Wellenangriff ausgesetzt waren.

An den Deichneubaustrecken 1972/73 mit noch nicht konsolidierten und ausreichend begrüntem Böschungen waren streckenweise schwere Schäden mit Ausschlägen von mehr als 1 m³/m Deich eingetreten.

Die nach den Empfehlungen von 1962 ausgebauten Hauptdeiche haben nur streckenweise, zumeist leichte Schäden erlitten. Die neuen Profile haben damit im ganzen ihre Bewährungsprobe bestanden. Die leichten Schäden sind zum Teil auf Fehler in der Deichpflege zurückzuführen. Die Träger der Deicherhaltung sollten deshalb noch größeren Wert auf die ordnungsgemäße Unterhaltung der Deiche legen.

Mittlere bis schwere Schäden traten an Schardeichen auf, vor allem dann, wenn die Deckwerke und Böschungsbefestigungen der Brandung nicht standhielten.

Sommerdeiche wurden besonders stark betroffen und auch mehrfach durchbrochen, wobei verschiedentlich Siele beschädigt oder herausgeschlagen wurden.

Auf den Ostfriesischen Inseln wurden die Schutzwerke stellenweise schwer beschädigt. Einzelne Dünen wurden abgetragen; die Randdünen erhielten steile Abbruchkanten.

3.2 Schäden an den Hauptdeichen

3.2.1 Grüne Außenböschung

Ansatzpunkte von Schäden waren meistens starker Unkrautwuchs, Löcher und Gänge von Wühltieren, Viehtritte und Trampelpfade an Querzäunen sowie der Übergang zwischen befestigter Böschung und nach oben angrenzender Grasnarbe. Die gleiche Wirkung zeigten unsachgemäß angelegte Treppen und nicht in die Neigung der Außenböschung eingefügte Rampen. Ausschließlich durch Mähen unterhaltene Deiche ließen die Grasnarbe locker und boten den angreifenden Wellen oft nicht ausreichend Widerstand, besonders dann, wenn selten oder zu spät gemäht worden war.

Seedeiche mit gesunder Grasnarbe und Böschungsneigungen von 1 : 6 und flacher haben den Wellenangriff schadlos überstanden. Ebenfalls sind die Außenböschungen von Strom- und Flußdeichen mit Neigungen von 1 : 4 an der Ems, Weser und Elbe ohne Schaden geblieben, weil diese Neigung bei guter Grasnarbe dem dort herrschenden geringen Wellenangriff standhält. Dagegen sind an Elbdeichen mit der steileren Außenneigung 1 : 3 an einigen Stellen Schäden aufgetreten.

Im Sommer 1973 angedeckte Rasensoden oder Rollrasen reichten als Schutz frischer Kleiböschungen ebensowenig aus wie Neuansaat. Das Einbringen der Rasenansaat mit Drillmaschinen ist nachteiliger als die Flächenansaat, da der Raum zwischen den Drillspuren erst später verwurzelt.

Schadensanfällig waren Deichstrecken mit unzureichender Treibselräumung, da die Grasnarbe abgestorben oder durch Wühltiere, die sich dort bevorzugt ansiedeln, zerstört war. Beweidete Deichstrecken, an denen Unkraut bekämpft und Treibsel regelmäßig geräumt war, zeigten sich dagegen weniger von Wühltieren befallen.

Ungünstig wirkt sich der Sandflug auf den oft künstlich vor Hauptdeichen geschaffenen Badestränden aus. Die Grasnarbe wird in dicker Schicht überdeckt und stirbt ab. Von den Wellen wird der aufgelagerte Sand sehr schnell abgespült und die Kleidecke ohne Grasnarbe der Ausspülung ausgesetzt.

3.2.2 Deichboden

Der Widerstand des eingebauten Deichbodens gegen Ausspülung hängt von seiner Qualität ab, was sich an Neubaustrecken deutlich zeigte. In sandhaltigem Klei waren streckenweise Abbruchkanten bis zu 1,5 m Höhe entstanden. Dagegen haben Strecken aus fettem Kleimaterial unter vergleichbaren Bedingungen schwerem Wellenangriff standgehalten, ohne daß sich eine nennenswerte Abbruchkante ausbilden konnte. Bemerkenswert ist hier, daß auf einer Deichstrecke nach Auswaschung der etwa 1 m starken Kleidecke der Deichkern aus kalkhaltigem Schluffsand für einige Zeit der Brandung standhielt.

Größere Verluste an kurz vorher fertiggestellten Außenböschungen bedeuten ein unvermeidbares Baurisiko, da die aus wirtschaftlichen und landschaftsgestalterischen

Gründen bevorzugten grünen Erddeiche mehrere Jahre benötigen, bis eine feste Grasnarbe gewachsen ist und sich der Boden konsolidiert hat.

3.3 Schäden an den Deichsicherungswerken

Da von den Sicherungswerken vor Schardeichen die Bühnen und der untere Teil der Deckwerke bei schweren Sturmfluten mit ihren hohen Wasserständen unterhalb der stärksten Brandungswirkung liegen, sind in diesem Bereich – wenn keine bautechnischen Mängel bestanden – nennenswerte Schäden nicht aufgetreten. Besonders betroffen wurden dagegen der obere Bereich der Deckwerke und die Böschungsbefestigung, wobei das Ausmaß der Schäden von der gewählten Bauweise abhing.

Geschlossene Decken blieben ohne Schäden, wenn sie das erforderliche Flächengewicht aufwiesen und gegen Unterspülung gesichert waren. Das trifft sowohl für massive Decken aus Zement- oder Asphaltbeton wie auch für Setz- oder Schüttsteinbauweisen mit Verguß zu.

An offenen Decken aus Betonstein-Verbundpflaster sind dagegen ausgedehnte Schäden entstanden, wofür drei Ursachen einzeln oder zusammen gegeben sein können: ein nicht ausreichendes Flächengewicht, die Verlegung auf Schlacke oder Schotter sowie ein ungenügend tiefer Sporn als obere Begrenzung. Hohlräume unterhalb der Betonsteindecke (z. B. in der Schotterlage) können zu einem Wasserpolster führen, so daß Druckschlag von oben durch die offenen Fugen eine Sprengwirkung von unten her ausüben kann. Ein Wasserpolster kann sich auch dadurch bilden, daß bei Deichsetzungen ein Gewölbe in der zwischen dem festen Fuß und dem festen oberen Betonsporn eingespannten Decke entsteht.

Als besonders empfindlich hat sich die obere Begrenzung zur Kleidecke hin erwiesen, weil meistens die Zerstörungen von oben her begannen. Die Tiefe des massiven Spornes ist für den Bestand des Deckwerkes entscheidend, wobei 0,25 m nicht ausreichend sind. Dagegen reichte ein Sporn bis zu 0,75 m Tiefe auch dann aus, wenn an Deichneubaustrecken die Außenböschung tief ausgeschlagen war.

Die bei mittleren Beanspruchungen gewählten offenen Decken, bei denen Betonverbundsteine mit genügendem Flächen- und Einzelgewicht unmittelbar auf Klei oder mit einer Zwischenlage aus Filtergewebe verlegt waren, haben sich dagegen gut gehalten.

3.4 Schäden an Deichvorland und Sommerdeichen

Das Deichvorland mit seinen wasserseitig begrenzenden Schutzwerken erlitt keinerlei bemerkenswerte Schäden.

Sommerdeiche unter starkem Wellenangriff erfuhren jedoch ausgedehnte Oberflächenschäden oder tiefe Ausschläge infolge von Löchern und Gängen von Wühltieren sowie Viehtrampelpfaden an Querzäunen. Der Druckschlag auf die wassergefüllten Gänge, hervorgerufen durch die brechenden Wellen, löste durch seine Sprengwirkung auch hier die Zerstörung der Grasnarbe von unten her aus. Unsachgemäßes Beweiden und vernachlässigte Unterhaltung waren kennzeichnend für die Schadenshäufigkeit.

Sommerdeiche, die weniger durch Wellenschlag, sondern mehr durch Überströmung beansprucht wurden, sind auf Grund ihrer steileren Profile bei der Häufigkeit der Überströmung sehr stark beschädigt oder zerstört worden. Hier haben sich Überlaufstrecken bewährt. Z. B. reichte die Kleiabdeckung von 20 cm eines Sommerdeiches mit Sandkern bei den häufigen Überflutungen der Polder nicht aus; der Deich wurde weggespült.

Die Sommerdeichsiele und Flutauslässe wurden bei den fünf bis zehn Überflutungen der Polder innerhalb der Sturmtiden-Kette außerordentlich stark beansprucht. Mehrere Holzkastensiele wurden dabei zerstört, was zu Deichbrüchen führte. Auch ein massives Siel wurde völlig weggerissen, weitere stark beschädigt. Ursachen waren ungenügende Sicherungen gegen Um- und Unterläufigkeit sowie große Auskolkungen vor den Sielen. In einem Fall riß das ausströmende Wasser einen Torflügel heraus. Flutauslässe der Sommerdeiche auf den Weserinseln, deren Sohle in Höhe des Geländes liegt, entlasten die Siele. Bei der Häufigkeit des Ausstromes entstanden im unbefestigten Vorland jedoch Auswaschungen.

3.5 Schäden an den Dünen und Schutzwerken der Inseln

Auf den Ostfriesischen Inseln von *Borkum* bis *Wangerooge* waren seeseitig schwere Schäden zu verzeichnen. Die Sicherung der Inseln *Borkum* und *Wangerooge* ist nach dem Bundeswasserstraßengesetz Aufgabe des Bundes. Die Ingenieur-Kommission hat sich daher mit diesen Inseln nicht befaßt, auch wenn für sie die gleichen Erfahrungen und Folgerungen allgemein gelten.

Die Dünen, die bis zu 30mal dem Wellenangriff ausgesetzt waren, wurden manchmal abgetragen. Auf der Nordseite der Inseln waren ausgedehnte Steilkanten an den Randdünen die Folge, die im allgemeinen jedoch durch Sandfang behoben werden können. Die Wiedergewinnung völlig abgetragener Vordünen erfordert längere Zeit und intensive Nutzung der Sandstäubung sowie Helmpflanzung. Gefahren wegen der Dünenabbrüche bestanden für die Inselbewohner jedoch an keiner Stelle.

Örtlich größere Schäden erfuhren die Dünendeckwerke und Bühnen. Die starke Brandung verursachte an den Steildeckwerken *Baltrums*, die aus Dünensandbeton mit Sandsteinverblendung hergestellt sind, tiefe Einbrüche. Auch Vorlagen aus gesetzten Basaltsäulen, die vor den Steildeckwerken angeordnet sind, wurden herausgerissen. An den Stellen, an denen sie hohl lagen, waren sie dem Druckschlag der Brandung nicht gewachsen. Durch die Brandungsströmung wurden mehrere Bühnen an der Wurzel stark beschädigt.

Bewährt haben sich geschlossene Schrägdeckwerke unter der Neigung 1 : 4. Diese Deckwerke aus mit Asphalt oder mit kolloidalem Zementmörtel vergossenen Schüttsteinen sind bei entsprechendem Flächengewicht und fachgerechter Ausbildung stärksten Brandungskräften gewachsen. Auch die Wandelbahnen oberhalb solcher Schrägdeckwerke erlitten keine Schäden, während sie oberhalb der Steildeckwerke den überschlagenden Wellen an einigen Stellen nicht standhalten konnten.

4. Ergänzungen der Empfehlungen 1962/70 für den Küstenschutz in Niedersachsen

4.1 Bemessung der Deichhöhe

Die Schadensanalyse der Sturmtiden-Kette 1973 hat gezeigt, daß sich die Schutzwerke des niedersächsischen Küstengebietes bewährt haben, soweit sie nach den Empfehlungen von 1962 neu gestaltet worden sind. Es besteht daher kein Anlaß, das Bemessungsverfahren für die Seedeiche zu ändern (ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZ-

WERKE, 1962). Die bisher festgesetzten Bemessungswasserstände können beibehalten werden. An mehreren Deichstrecken konnte ein höherer Wellenauflauf als bisher angenommen beobachtet werden, ohne daß hieraus bauliche Folgerungen gezogen werden müßten. Das schließt nicht aus, daß in späterer Zeit an solchen auflaufexponierten Strecken die Wellen durch Vorlandgewinnung oder -erhöhung gedämpft werden müssen.

Die Höhen der Stromdeiche an den Tideströmen Ems, Weser und Elbe sind durch Modellversuche festgelegt worden. Hier bedarf es nach den Erfahrungen von 1973 ebenfalls keiner Ergänzung oder Änderung. Für die Flußdeiche an den Nebenflüssen von Ems, Weser und Elbe ist die Frage des Bemessungswasserstandes künftig ohne Bedeutung, da sie durch Sperrwerke abgeschlossen werden sollen.

4.2 Deichprofil

In den Empfehlungen 1962 wird für die Außenböschung der Seedeiche oberhalb des Bemessungswasserstandes noch eine Neigung von 1 : 4 für zulässig gehalten. Die Neigung von 1 : 6 bis zur Deichkrone muß künftig als steilste Böschung in allen Fällen angesetzt werden, sofern Klei in guter Qualität zur Verfügung steht. Bei sandigem Deichboden sind flachere Neigungen herzustellen (1 : 8 bis 1 : 10), wozu Bodenuntersuchungen bei der Entwurfsaufstellung anzustellen sind. Die Außenböschungen von Strom- und Flußdeichen sollten nicht steiler als 1 : 4 sein; anderenfalls sind massive Befestigungen erforderlich.

Die Überhöhung, die bei Deichbauten zum Ausgleich von Sackungen und Setzungen zum Sollmaß hinzuzurechnen ist, darf auch vorübergehend zu keinen steileren Außen- und Binnenböschungen führen als die Sollneigung. Erfahrungsgemäß erreichen Sackungen und Setzungen oftmals nicht die vorausgerechnete Größe, so daß die Böschungen zu steil bleiben. Die zusätzliche Abflachung der Böschungen wirkt sich günstig auf die Standfestigkeit und die Deichunterhaltung aus.

Der Baugrund ist grundsätzlich zu untersuchen, wobei sich in schwierigen Fällen bodenmechanische Gutachten empfehlen, die erheblich die Profilgestaltung beeinflussen können.

4.3 Deichsicherungswerke

Die Deckwerke vor Schardeichen sollten nicht steiler als 1 : 3 sein. Der obere Abschluß von Deckwerk und Böschungsbefestigung sollte 2,0 m bis 2,5 m über M_{Thw} liegen, um die Außenböschung besser als bisher gegen die Brandungswirkung zu schützen. Häufiger und hoher Wellenauflauf kann eine noch höhere Befestigung rechtfertigen.

Die Oberkante der Böschungsbefestigung ist durch einen Sporn, der je nach Qualität des Deichbodens 0,75 m bis 1,0 m tief sein sollte, zu sichern. Ein Wasserstau, der zu einer Vernässung der Erdböschung oberhalb des Spornes führen kann, ist durch seine durchlässige Gestaltung zu verhindern.

Offene Decken aus Betonverbundsteinen sollten im Flächengewicht der Wellenbeanspruchung angepaßt sein. Sie sollten eine Dicke von mindestens 18 cm haben und nicht steiler als 1 : 4 sein. Derartige Beläge sind unmittelbar auf Klei einzubringen oder höchstens unter Zwischenlage eines Filtergewebes, um die Bildung eines Wasserpolsters unter der Decke zu verhindern, das die Zerstörung durch Druckschlag begünstigt. Das Stück-

gewicht der Einzelsteine ist möglichst groß zu wählen. Dies gilt auch für offene Deckwerke aus Natursteinen, auf deren Verkeilung zu achten ist.

Glatte Böschungsbefestigungen begünstigen den Wellenauflauf und fördern dadurch Schäden an der oberhalb liegenden Kleiböschung. Ein dreireihiger, rd. 1,5 m breiter und rd. 20 cm hoher Höckerstreifen bringt ausreichend große Rauheitswerte. Oberhalb des Höckerstreifens sollte ein rd. 3 m breiter, befestigter Streifen bleiben. Er fängt den Aufschlag der im Höckerstreifen verwirbelten Wellen auf und läßt Wagenverkehr für Unterhaltungsarbeiten zu. Der Höckerstreifen fängt auch Treibsel auf, das damit in normalen sturmflutfreien Wintern nicht auf die grüne Deichböschung getragen wird und dort zu Schäden an der Grasnarbe führen kann.

4.4 Deichvorland

Das Vorland vor Deichen vermindert während der Sturmtiden den Wellenschlag und Wellenauflauf an den Hauptdeichen. Bestehendes Vorland ist daher vor den Hauptdeichen als Schutzwerk in seiner jetzigen Höhe und Breite zu erhalten. Vor einer Entscheidung für den Schutz eines Deiches durch Vorlandgewinnung ist ein Kosten- und Wirtschaftlichkeitsvergleich zwischen dessen Ausbau mit schwerem Deckwerk als Schardeich und der Schaffung eines künstlichen Vorlandes durch Bodenaufspülung o. ä. aufzustellen. Die Vorlandgewinnung kann auch dazu dienen, die Wirkung künftiger Wasserstandserhöhungen und andere Risiken für die Landessicherheit aufzufangen.

Wenn Deichvorland vor Badeorten als Sandstrand angelegt wird, müssen Sandfangzäune in ausreichendem Abstand vom Deich errichtet werden, um Sandverwehungen auf der Deichböschung zu verhindern. Nach den bisherigen Erfahrungen hat sich ein stabiles Zaunsystem mit dahinterliegendem Sandfanggraben, der jeweils nach Auffüllung durch Flugsand ausgebaggert wird, als am geeignetsten erwiesen. Empfehlenswert ist auch die Schaffung eines Grünstreifens auf dem sandigen Vorland entlang des Deichfußes.

4.5 Sommerdeiche

Sommerdeiche vermindern die Seegangsbeanspruchung der Hauptdeiche. Die Außen- und Innenböschungen von Sommerdeichen sind flach geneigt auszubilden, damit sie bei Wellenauf- und -überlauf sowie bei Überströmung ohne Schaden bleiben. Bei gutem Kleiboden sollten sie innen und außen nicht steiler als 1 : 6 sein; sandiger Deichboden erfordert beiderseits flachere Böschungen. Befestigte Überlaufstrecken mit vergleichsweise niedrigerer Kronenhöhe entlasten den übrigen Sommerdeich und mindern die Schäden an den oft steileren Innenböschungen, weil sie die Flutung des Sommerpolders bei hohen Sturmfluten wesentlich beschleunigen.

An Tideströmen liegt die Gefährdung der Sommerdeiche vornehmlich in der Beanspruchung durch Überströmung. Sie steigt mit zunehmender Höhe des Deiches über MThw, da die Überströmungszeit bis zur Füllung des Polders wächst. Die Überlaufängen sollten im Verhältnis zum Polderraum so bemessen werden, daß bei hohen Sturmfluten, die die Deichkrone 0,4 m und höher übersteigen, der Polderraum möglichst schnell gefüllt wird, z. B. in längstens 2 Stunden an der Unterweser. Entsprechend bemessene Sommerdeiche in der Neigung 1 : 4 außen und 1 : 5 innen sind bei gutem Deichboden und dichter Grasnarbe noch bei einer Kronenhöhe von 2 m über MThw standsicher. Dagegen sollten

Sommerdeiche, die häufigen und langanhaltenden Überströmungen ausgesetzt sind, bei guter Pflege der Grasnarbe Innenböschungen in der Neigung 1 : 10 erhalten.

Besonders die Innenböschungen der Sommerdeiche sollten im Herbst nicht kahlgeweidet oder abgemäht werden. Eine Graslänge von etwa 10 cm bildet bei der Überströmung eine gute Abdeckung des Deichbodens.

Die Siele in den Sommerdeichen, durch die ein Polder möglichst im Verlauf von drei Tiden entleert werden soll, damit das Polderland nicht durch Seewasser versalzt, sind tief zu gründen und seitlich einzubinden, um Um- und Unterströmung zu verhindern. Die ausströmenden Wassermengen sind abzuführen, ohne daß sie dem Vorland oder Außentief schaden. Vor Siele Neubauten ist zu prüfen, ob Flutöffnungen in Verbindung mit einem Entwässerungssiel ausreichen.

4.6 Deichboden und Deichdecke

Auf guten Deichboden für die Deichdecke sollte noch mehr als bisher Wert gelegt werden. Wenn guter Klei knapp ist und die Wellenbeanspruchungen es zulassen, kann die Kleidecke zweischichtig aufgebaut werden, in der unteren Lage sandiger, in der oberen fetter Klei. Wichtig ist auch, daß eine Relation zwischen der Qualität des Kleimaterials und der Außenböschung bleibt, d. h., daß bei sandigem Klei die Böschungen flacher gestaltet werden. Die Kleidecke auf der Außenböschung sollte mindestens 1,5 m stark sein. Eine Ausnahme hiervon bilden flachgeböschte Deiche oder solche, die im Lee des Wellenangriffes liegen, zu denen auch die Inseldeiche gehören.

Der Sand für den Sandkern eines Deiches ist nicht nur unter dem Gesichtspunkt der leichten Einbaufähigkeit zu bewerten. Ein höherer Schluffanteil erschwert zwar den Einbau, ergibt aber auch eine höhere Festigkeit des Sandkerns gegen Auswaschung, wenn die Kleidecke einmal beschädigt sein sollte.

Auf die Besodung von Deichen mit guter Kleidecke, die verhältnismäßig erosionsfest ist, kann meistens verzichtet werden, da die Soden im ersten Winterhalbjahr nach ihrer Aufbringung doch nur unzureichend angewachsen sind und durch Wellen weggespült werden. Großer Wert ist vielmehr auf schnelle Begrünung durch Ansaat zu legen. Die Ansaat ist mehrere Jahre zu düngen und zu pflegen, bis sich eine geschlossene Grasnarbe gebildet hat, die zusammen mit dem Boden als Kornfaserwerk der Erosion standhalten kann.

4.7 Anlagen im und am Deich

Wie schon in den Empfehlungen 1962 betont, sollten Böschungen und Krone seitlich von Zäunen sorgfältig befestigt werden, was immer noch zu wenig beachtet worden ist. Querzäune sind auf Hauptdeichen in allen Fällen, nach Möglichkeit aber auch auf Sommerdeichen seitlich anzupflastern, um Beschädigungen der Grasnarbe durch Viehtritt zu vermeiden. Die Zahl der Querzäune sollte auf ein Mindestmaß beschränkt werden, ggf. durch Einrichtung von Gemeinschaftsweiden. Die Zäune sind während des Winters zu entfernen, auch um zu vermeiden, daß sich Treibsel an ihnen in großen Mengen fängt.

Deichüberfahrten sollen ohne deutlichen Neigungswechsel in die Außenböschung eingefügt werden. Sie sind zu befestigen, um nach Sturmflutschäden bei jeder Witterung sofort für Materialtransporte befahrbar zu sein.

Durch Überwachung ist sicherzustellen, daß die Richtlinien für Verlegung und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen (ARBEITSGRUPPE VERSORGUNGSLEITUNGEN, 1970) in allen Fällen sorgfältig beachtet werden. Wo dies nicht geschehen ist, sind Neuverlegungen notwendig.

Im Bereich von Badeorten und Ausflugszielen können Deiche und sonstige Küstenschutzanlagen dem Fremdenverkehr nicht verschlossen bleiben, da sie sich als Wanderwege anbieten, der Zugang zu den Badestränden über sie führt oder sie anderweitig nicht freizuhalten sind. Im ausreichenden Umfang ist durch befestigte Wege auf der Deichkrone, Treppen und andere Überwegungsmöglichkeiten der Fußgängerverkehr so zu lenken, daß die Grasnarbe des Deiches unbeschädigt bleibt.

4.8 Deicherhaltung, Deichverteidigung, Vorlandpflege

Der Unterhaltungszustand der Deiche war 1973 im allgemeinen besser als 1962. Bewährt hat sich vor allem die in weiten Bereichen eingeführte Schafbeweidung. Die auf einigen Strecken noch übliche Beweidung mit Großvieh sollte endgültig aufgegeben werden. Sie ist zwar in Trockenzeiten ohne Nachteile für die Grasnarbe, aber nach langjähriger Erfahrung wird der notwendige Abtrieb des Großviehs bei Regenwetter immer wieder versäumt, so daß ausgedehnte Trittschäden entstehen. Solange die Schafbeweidung nicht durchgesetzt worden ist, muß das Großvieh spätestens zum 1. Oktober abgetrieben werden.

Wo der Deich aus besonderen Gründen (Stadtgebiete, Fremdenverkehr) nicht ständig beweidet werden kann, sollte wenigstens das Mähen durch zeitweise Schafbeweidung (im Frühjahr und Herbst) ergänzt werden, wodurch die Deichoberfläche fest wird und Löcher und Gänge von Wühltierbauten geschlossen werden. Im Herbst darf nicht zu kurz (5 bis 10 cm) geweidet werden. Die Schäfer benötigen für diese Zeit Ausweichflächen. Bei Mähdeichen muß der letzte Schnitt vor dem 1. Oktober liegen, damit sich die Grasnarbe noch bis zum Beginn der Wintersturmfluten erholen kann.

Zur Einschränkung der Treibselmengen ist eine bessere Vorlandpflege und -überwachung erforderlich. Schwimmfähiges Material (Bauholz, Paletten für Frachtverkehr, Flaschen, Plastikmaterial usw.) darf nur so lange im Vorland gelagert werden, wie es vor Abtreiben sicher ist. Wo ständig mit größeren Treibselmengen zu rechnen ist, muß die Abfuhr ohne Schädigung der Grasnarbe möglich sein. Bei Vorlanddeichen können in diesen Fällen besondere Treibselabfuhrwege an der unteren Außenböschung erforderlich sein. In bestimmten Abständen sollten Plätze für die Treibselverbrennung befestigt werden.

Für die Auffüllung von Ausschlägen wird durchweg guter Klei benötigt. Dafür sollten vorsorglich entlang der gesamten Deichstrecke zugängliche Entnahmestellen festgelegt werden. Die kleineren Sanddepots können aufgegeben werden, soweit in den Katastrophenplänen der Landkreise und Städte Fuhrunternehmer mit größeren Sandgruben organisiert sind. Aufgegeben werden können meistens auch die kleinen Sandsacklager. Es genügen dann die zentralen Lager der Landkreise und Städte, von denen binnen kurzer Zeit Sandsäcke an die Gefahrenstellen gebracht werden können.

In einigen Bereichen muß die Unterhaltung der Deiche verbessert werden. Deshalb müssen Beanstandungen der Deichschaukommission härter durchgesetzt und muß dafür gesorgt werden, daß in der Frühjahrsschau festgestellte Mängel bis zur Herbstschau beseitigt worden sind.

Um der ansässigen Bevölkerung und den Fremden die Notwendigkeit der Deich-erhaltung und -pflege zu verdeutlichen, sollten an geeigneten Stellen noch mehr als bisher Schautafeln und Wasserstandsmarken aufgestellt werden.

5. Folgerungen für den Inselschutz

Der Schutz der Düneninseln wirft besondere Probleme auf. Außer der Wahl geeigneter Bauweisen ist in Abhängigkeit von den morphologischen Veränderungen im Strand- und Dünenbereich durch Seegang und Strömung die Vielfalt möglicher konstruktiver Lösungen für Inselschutzwerke zu berücksichtigen, um sie den Beanspruchungen optimal anzupassen. Beispiel dafür ist das verschiedenartige morphologische Verhalten der Inseln, von denen einige einem ständigen Sandabtrag an ihren Westenden unterliegen (z. B. *Norderney*), während andere (z. B. *Langeoog*) in einem mehr oder weniger dynamischen Gleichgewicht von Sandzufuhr und Sandabtrag stehen. Bedingt durch den Ausbau der Inselschutzwerke seit etwa 120 Jahren sind, entsprechend dem jeweiligen Stand der Technik, verschiedene Bauwerksformen entstanden und bis heute erhalten geblieben.

In den Sturmfluten vom November/Dezember 1973 haben vor allem die Rändünen und Deckwerke, weniger die Bühnen, Schäden erlitten, die, soweit es sich um solche an den massiven Konstruktionen handelte, sehr bald instand gesetzt wurden, während die Dünen sich durch Sandstäubung regenerierten.

Wegen der Vielfalt der technischen Lösungsmöglichkeiten sollen nur einige Hinweise gegeben werden, die beim künftigen Inselschutz beachtet werden sollten:

1. Die langjährigen morphologischen Vermessungen und Beobachtungen über die Veränderungen von Vorstrand, Strand und Dünen der Inseln sind fortzusetzen, was auch für die hydromechanischen Untersuchungen von Wellen und Strömungen gilt. Planungen für den Inselschutz sollten anhand der gewonnenen Erkenntnisse sorgfältig auf ihre Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit geprüft werden.
2. Die Erfahrungen mit der hydraulischen Gestaltung der Schutzwerke haben in den letzten Jahrzehnten zu flachgeböschten Bauweisen geführt, die sich bewährt haben und beibehalten werden sollten. Wenn künftig abgängige ältere Deckwerke und Bühnen erneuert werden müssen, sind sie entsprechend flach zu gestalten.
3. Ausreichend schwere und damit unterhaltungsarme Bauweisen sind erforderlich, auch wenn die Baukosten dadurch steigen, denn die lohnintensiven Unterhaltungsarbeiten zu leichter Bauweisen beeinflussen die Wirtschaftlichkeit des Inselschutzes ungünstig.
4. An die Stelle des Baues massiver Schutzwerke zur Stranderhaltung ist in den letzten Jahren mancherorts der Ersatz von Sandverlusten am Strand durch künstliche Strandauffüllung getreten. Der damit erreichte – auch wirtschaftlich günstige – Inselschutz sollte fortgesetzt werden. Vor allem läßt sich damit die gewünschte Wirkung – wenn auch für begrenzte Zeit – mit Sicherheit erreichen, was bei den massiven Inselschutzwerken, die im Laufe der Zeit entstanden sind, keineswegs immer der Fall gewesen ist. Hinzu kommt, daß Strandauffüllungen auch Vorteile für den Badebetrieb erbringen, der für die Inseln die Existenzgrundlage ist.

6. Nachschrift

Noch vor Veröffentlichung des vorliegenden Berichtes über die Sturmflutserie 1973 suchten am 3./4. Januar 1976 und am 20./21. Januar 1976 zwei sehr schwere Sturmfluten

die Nordseeküste heim. Beide Sturmfluten lagen mit den Scheitelwasserständen über den Beobachtungen von 1973. Im Elbegebiet und in Schleswig-Holstein überschritt die Sturmflut vom 3./4. Januar sogar die bisher beobachteten Höchstmarken von 1962 und richtete schwere Schäden an. Dieses Ereignis gibt Veranlassung, in einem gesonderten Bericht die meteorologischen und hydrologischen Verhältnisse sowie die Schadensursachen und Wirkungen abermals eingehend zu untersuchen und zu prüfen, ob Konsequenzen für die Deichbemessung und Deichbautechnik zu ziehen sind.

Schriftenverzeichnis

- DIETZE, W.: Über den Begriff „Sturmflut“. Zwischen Ems und Jade. Mitt.-Blatt der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Aurich, H. 1, 1974.
- ERCHINGER, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitt. Leichtweiß-Inst. d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 41, 1974.
- HENSEN, W.: Modellversuche über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet. Mitt. Franzius-Inst. Techn. Hochschule Hannover, H. 5, 1954.
- INGENIEUR-KOMMISSION DES NIEDERSÄCHSISCHEN MINISTERS FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (Kramer, Liese, Lüders): Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE (Freistadt, Kramer, Lorenzen, Lüders, Rodloff, Traeger): Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE (Kramer, Lorenzen, Lüders, Rodloff, Traeger): Nachtrag zu den „Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962“. Die Küste, H. 20, 1970.
- KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, ARBEITSGRUPPE VERSORGENSLEITUNGEN IM BEREICH VON HOCHWASSERSCHUTZANLAGEN (Kramer, Kübler, Lüders, Metzler, Petersohn, Rodloff, Traeger): Empfehlungen für Richtlinien für Verlegung und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen. Die Küste, H. 20, 1970.
- KURZAK, G.: Lehren aus Sturmfluten. Die Weser, 48, H. 2, 1974.
- LAUCHT, H.: Die Sturmfluten 1973 und ihre Wirkungen im Hamburger Hafen. Hansa 111, Jg. 11, 1974.
- LÜDERS, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. Wasser und Boden, Jg. 9, H. 2, 1957.
- LÜDERS, K.: Sturmtidenketten. Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht 1973, Bd. XXV, 1974.
- NIEDERSÄCHSISCHES MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN; REFERATSGRUPPE WASSERWIRTSCHAFT: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen. Hannover, 1973.
- RODEWALD, M.: Die historische Nordsee-Sturmserie vom November–Dezember 1973. Der Seewart, H. 4, 1974.
- ROHDE, H.: Ein Vergleich der Sturmfluten des Winters 1973/74 mit denen des Winters 1792/93. Die Küste, H. 26, 1974.
- SIEFERT, W.: Tidewasserstände im Elbegebiet während der Herbststurmfluten 1973 und ihre statistische Deutung. Dtsch. Gewässerkd. Mitt., 19. Jg., H. 2, 1975.

Über Deichbau und Überflutungen in den Hamburger Elbmarschen (vor der Flut von 1962)

Von Gerhard Rödenbeek

Inhalt

1. Vorbemerkung	123
2. Allgemeines zum Deichbau	123
3. Bedeichung der einzelnen Marschgebiete	126
3.1 Vier- und Marschlande	126
3.2 Hammerbrook und Billwerder-Ausschlag	130
3.3 Innenstadt	132
3.4 Wilhelmsburg und Moorwerder	132
3.5 Altenwerder	134
3.6 Finkenwerder	134
3.7 Neuland, Lauenbruch und Moorburg	135
3.8 Altes Land	135
4. Deichbau und Deichplanung 1953-1961	136
5. Überschwemmungen der Elbmarschen nach Deichbrüchen, bewirkt durch Sturmfluten und hohen Wasserstand sowie Eisversetzungen in der Oberelbe	136
5.1 Überschwemmungen durch Sturmfluten an der Küste und in den Elbmarschen	136
5.2 Überschwemmungen durch hohen Wasserstand der Oberelbe	140
5.3 Vergleich der aufgetretenen Sturmfluthöhen	141
6. Schriftenverzeichnis	141

Zusammenfassung

Im ersten Teil wird über die Geschichte des Deichbaus im Hamburger Raum berichtet, der hier bis in das zwölfte Jahrhundert zurückgeht. Wegen der unterschiedlichen Landeszugehörigkeit und der Aufteilung der Elbmarsch in viele Elbinseln erfolgte der Deichbau in verschiedenen Zeitabschnitten, über den im einzelnen berichtet wird. Die Aufteilung des eingedeichten Landes auf die späteren Eigentümer, die Einhaltung einer gleichmäßigen Deichhöhe auf Grund der Deichordnungen und die Deichverteidigung im Rahmen der Deichverbände werden geschildert. Obwohl einzelne Gebiete nach Deichbrüchen oft lange Zeit ungeschützt waren, wurde der Deichschutz allmählich umfassender.

Im zweiten Teil wird ein Abriß über die Überschwemmungen der Elbmarschen nach Deichbrüchen gegeben, die entweder durch Sturmfluten oder durch hohe Wasserführung und Eisversetzungen der Oberelbe bewirkt wurden. Hierbei wird auf Sturmflutereignisse in der Deutschen Bucht Bezug genommen.

Summary

The first part of the report deals with the history of diking in the Hamburg area, which began in the twelfth century. As the lower country along the river Elbe belonged to different reigned territories and many islands had to be protected, dikes were built independant from one another at different times. Special reports are given. Description is given of the allotment of land protected by the dikes to the later owners, the control of a uniform height of the dikes according to the regulations for the dikes, the protection

against inundation carried out by the landowners united in associations. Though some areas at first protected by dikes after destruction of these could not be cultivated for longer periods protection by dikes was more and more completed in the course of time.

In the second part report is given concerning inundations of the alluvial land in the Hamburg area either brought about by high tides caused by storms or by extraordinary floods of the upper Elbe or icebars in the river. Reference is taken to inundations of the lower land boarding the North Sea.

1. Vorbemerkung

Während jedem Hamburger, der sich eingehender mit der Geschichte seiner Heimat befaßt, das Werden der Hansestadt seit der Errichtung der Hammaburg geläufig ist, dürfte nur wenigen die Geschichte der Besiedlung der Hamburger Elbmarsch, die ursächlich mit der Bedeichung verbunden ist, bekannt sein. Das dürfte u. a. darin begründet sein, daß es für die früheren Jahrhunderte keine zusammenfassende Aufzeichnung hierüber gibt. Chroniken beschränken sich auf Teilgebiete.

Es soll im folgenden versucht werden, einen Abriss über die Geschichte des Deichbaus und der größeren Überflutungen vor der Sturmflutkatastrophe vom 16./17. Februar 1962 im Gebiet der Freien und Hansestadt Hamburg zu geben.

2. Allgemeines zum Deichbau

Abweichend von den Nordseemarschen, deren von den Warften ausgehende Besiedlung sich lange zurückverfolgen läßt, setzt die Kultivierung und Besiedlung der Elbmarschen erst sehr viel später ein.

Wie später noch im einzelnen ausgeführt werden wird, gehen die Anfänge des Deichbaus und damit der Besiedlung auf das zwölfte Jahrhundert zurück. Die Errichtung der Deiche stellte eine für die damalige Zeit große Leistung dar, denn es standen nur verhältnismäßig primitive Geräte, wie Körbe und Tragbahnen, zur Verfügung. Auch Sturzkarren dürften verwendet worden sein. Erst im Anfang des 17. Jahrhunderts wird im friesischen Küstengebiet die Schiebkarre erwähnt. Deichbau war somit eine sehr harte Arbeit.

Es muß allerdings berücksichtigt werden, daß die Deiche bei weitem nicht die Abmessungen wie in der heutigen Zeit aufwiesen. Sie waren nicht so hoch und die Böschungen sehr viel steiler. Am Anfang werden sie auch mit einer senkrechten Wand aus Holzpfählen versehen worden sein, ohne daß man sich darüber klar war, daß diese Art der Ausführung, der Stackdeich, nur geringe Schutzwirkung bot.

Zunächst verliefen die Deichlinien auch anders als heute, da man tiefliegende Moore, Elbarme und Nebenflüsse nicht zu durchdämmen wagte. Alle Elbinseln, auch die Ländereien zwischen den Hauptelbarmen und der Geest, wurden mit Runddeichen versehen. Lediglich der Hammerbrook wurde von der Geest aus eingedeicht. Erst im Laufe der folgenden Jahrhunderte wurden Siele und Schleusen eingebaut und durchgehende Deichlinien hergestellt.

Nach der Bedeichung der Elbinseln wurden bei geringerer Breite der Inseln an nur einem Deich der Längsseite Häuser erstellt. Dieser wurde damit zum „Hausdeich“. Die einzelnen Grundstücke, die „Hufen“, gingen quer durch die Inseln bis zum „Hinterdeich“ und wurden durch parallele Scheidegräben voneinander getrennt. Auf den breiteren Elbinseln, wie in Kirchwerder, Ochsenwerder und Billwerder sowie auch in Finkenwerder,

wurden die Deiche auf beiden Längsseiten der Inseln Hausdeiche, und das Land wurde genau in der Mitte zwischen den beiden Deichen durch einen Graben – die „Landscheide“ – geteilt (6).

Jedem Hofe fielen zunächst die Deichstrecken zur Unterhaltung und Nutzung zu, die neben den Hofflächen lagen. Ferner gehörten dazu, je nach Größe der geschützten Marschflächen, Abschnitte an der Querseite der Abschlußdeiche oder der Deiche, die im spitzen Winkel zu den Grundstücksgrenzen verliefen und als „Sietwenden“ bezeichnet wurden, bzw. der Hinterdeiche. Die Deiche waren somit in einzelne „Kabel“ aufgeteilt.

Überwiegend wurde zwischen ordentlicher und außerordentlicher Unterhaltung der Deiche (Deichlast) unterschieden. Die Kosten der außerordentlichen Unterhaltung bei schweren Deichbrüchen oder bei Anlage neuer Deichstrecken wurden gemeinsam bestritten. Trotzdem war es für manchen schwierig, die Lasten der ordentlichen Deichunterhaltung aufzubringen. Er konnte dann seine Grundstücke verlieren. Zum Zeichen, daß er alle Rechte an den belasteten Grundstücken verlor, wurde von den Deichgeschworenen der Spaten in den Deich gestochen. Wer den Spaten zog, übernahm den Besitz der Grundstücke und damit alle Lasten (Spatenrecht).

Schon früh hatten sich die Grundeigentümer, die gemeinsam durch einen Deich geschützt waren, in Gemeinschaften vereinigt, den späteren Deichverbänden. Sie wählten als ihre Vertreter die Deichgeschworenen. Urkundlich wird hierüber auf der Elbinsel Stillhorn aus dem Jahre 1374 berichtet. Als Oberhaupt eines Deichverbandes wurde der Deichvogt bzw. Deichhauptmann oder Oberdeichrichter gewählt. Als selbstverwaltende Körperschaften sorgten die Verbände dafür, daß die Deiche und ihre Anlagen ausreichend unterhalten wurden. Dieses wurde jährlich im Frühjahr und im Herbst durch die Deichschau überprüft. Insbesondere oblag den Deichverbänden die Verteidigung der Deiche bei Hochwassergefahr.

Der säkulare Wasserstandsanstieg erforderte eine allmähliche Anhebung der Deichhöhe, wenn sich auf Grund der Erfahrungen bei sehr schweren, in größeren Zeitintervallen immer wieder auftretenden Sturmfluten und den dabei sich ereignenden Deichbrüchen erwiesen hatte, daß die bisher vorhandenen Deichhöhen nicht mehr ausreichten.

Wegen des unterschiedlichen Unterhaltungszustandes, der wohl auch teilweise durch voneinander abweichende Setzungs- und Untergrundverhältnisse sowie Nutzung des Deiches (Wohnhäuser und Fahrwege) bedingt war, war die tatsächliche Deichhöhe nicht überall gleich. Einheitliche Regeln für den Bau, die Verstärkung, die Unterhaltung und die Nutzung der Deiche wurden in den Deichordnungen festgelegt. Die älteste Deichordnung für die lüneburgischen Elbmarschen, zu denen früher auch die südliche Hälfte von Finkenwerder, Altenwerder, Wilhelmsburg und der Harburger Deichverband gehörten, stammt vom 20. Juni 1564, während die erste hamburgische Deichordnung, die Billwerder Land- und Deichordnung, vom 24. Juli 1639 datiert. Die letztere war auch Grundlage für die Deichordnung in den übrigen hamburgischen Elbmarschen.

Der Teil der Elbmarschen, der früher zum Herzogtum Bremen gehörte, u. a. das Alte Land, wurde durch die von der schwedischen Regierung am 20. März 1693 erlassene Deichordnung, die „Teichordnung für das Herzogtum Bremen“, erfaßt. Diese wurde am 29. 7. 1743 durch eine neue, geänderte und verbesserte Deichordnung ersetzt.

Soweit in den früheren Deichordnungen Sollhöhen festgelegt waren, entsprachen sie zum Teil schon den bis 1962 geltenden. Die Billwerder Land- und Deichordnung vom 24. Juli 1639 legte die Höhe der Elbdeiche auf wenigstens

14 Fuß = 4,02 m über der „ordinären Flut“

fest, ohne sich jedoch auf einen festen Pegel zu beziehen (2).

Zum Vergleich seien die nach den Deichordnungen bis zur Sturmflut von 1962 geltenden Mindestsollhöhen aufgeführt:

Nach der Deichordnung für die Landherrenschaften der Marschlande und Bergedorf war in einem vom Senat genehmigten Regulativ für die Vier- und Marschlande unterhalb von Oortkaten, für Moorwerder, Moorburg und den Ostteil von hamburgisch Finkenwerder die Sollhöhe auf NN + 5,65 m festgesetzt. Bei einer Höhe des MThw von NN + 1,60 m betrug der dem obengenannten Wert entsprechende Unterschiedsbetrag somit 4,05 m. Die Sollhöhe dürfte sich somit für diesen Teil der Deiche über Jahrhunderte nicht geändert haben. An dieser Stelle sollen die für andere Deichstrecken bis 1962 geltenden Mindestsollhöhen aufgeführt werden.

Die Sollhöhe der Deiche der Vier- und Marschlande stieg – bedingt durch die zur Abwehr des Oberwassers der Elbe erforderlichen höheren Deiche – elbaufwärts an und betrug an der Landesgrenze NN + 8,55 m. Die Sollhöhe der Deiche im West- und Nordwestteil von hamburgisch Finkenwerder war auf NN + 6,20 m festgesetzt.

Nach der lüneburgischen Deichordnung betrug die Deichhöhe 2 Fuß über dem höchsten eisfreien Außenwasserstand, nach 1825 $5,20 + 0,60 = \text{NN} + 5,80 \text{ m}$.

Die Sollhöhe nach der bremischen Deichordnung lag je nach Lage des Deiches zwischen NN + 5,70 m und NN + 6,00 m.

Diese Sollhöhen waren – wie bereits ausgeführt – jedoch nicht durchgehend vorhanden, was auf den Schauen ständig beanstandet werden mußte. Die erforderlichen Arbeiten stellten eine schwere Bürde für die Verpflichteten dar.

Zur Sicherstellung der Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten an den Deichen wurden in den letzten Jahrhunderten staatliche Deichbaubeamte eingesetzt, um – gestützt auf die Autorität des Staates – die erforderlichen Arbeiten, die oft an die Grenze der Kräfte der Marschbewohner gingen, durchzusetzen.

Es erwies sich, daß die Deiche oft bei sehr schweren Sturmfluten keinen unbedingt sicheren Schutz bieten konnten und daß immer wieder Deichbrüche mit verheerenden Folgen auftraten, worüber später noch berichtet wird.

Es ist allerdings zu bemerken, daß allgemein auch der unbeugsame Wille fehlte, um dem Wasser auf jeden Fall Trotz zu bieten. Die Heimsuchungen durch Sturmfluten wurden als Strafe für sündhaftes Leben und dementsprechend als Gottes Wille empfunden. Um die Gemüter zu erschüttern und Reue und Besserung zu bewirken, wurde z. B. in den hamburgischen Marschlanden seit dem 17. Jahrhundert durch Bürgermeister und Rat nach Deichbrüchen und Überflutungen ein großer Buß- und Betttag festgesetzt. Man ergab sich oft mit Fatalismus in sein Geschick (2).

Es wurde darüber gestritten, ob es nicht als frevelhafter Versuch zu gelten habe, „dem Allmächtigen Gott vorzugreifen“, wenn die Deiche immer fester und höher gebaut würden. Um bei der Bevölkerung nicht von vornherein auf Widerstand zu stoßen, wurde deshalb in Deichordnungen bei den Vorschriften zur Verbesserung der Deiche der Hinweis aufgenommen, „man wolle der Allmacht Gottes nichts benehmen“ (13).

Im nachfolgenden Teil soll in zusammengedrängter Form ein kurzer Überblick gegeben werden, wie der Deichbau in den einzelnen Marschgebieten verlief. Hierbei werden zunächst von Osten her die Marschen auf dem rechten heutigen Elbufer, dann die Elbinseln und darauf die Marschen auf dem linken Elbufer behandelt.

Im dann folgenden Abschnitt sollen Überschwemmungsereignisse aufgezeigt werden, die vor allem in den letzten Jahrhunderten die Marschen heimsuchten.

3. Bedeichung der einzelnen Marschgebiete

3.1 Vier- und Marschlande

Als hier im 12. Jahrhundert die Kultivierung und Besiedlung begann, wurde die Marsch von drei Elbarmen durchflossen, und zwar durch die beiden Gamme-Elben, von denen die nördliche später Dove-Elbe und die südliche Gose-Elbe genannt wurde, und durch die spätere Strom-Elbe.

Die Gamme-Elben führten sehr viel Wasser, die südliche bildete die Grenze zwischen dem Herzogtum Sachsen, dem späteren Herzogtum Sachsen-Braunschweig-Lüneburg im Süden und der Grafschaft Holstein im Norden.

1158 waren Altengamme und Curslack eingedeicht (Abb. 2); das waren Flächen nördlich der Gamme (Dove-)Elbe, im Westen durch die Loise, eine Niederung im Zuge des heutigen Schleusengrabens, begrenzt. Die Eindeichung der mittleren Elbinsel, Neuen-gamme, wurde von dem Statthalter Albrecht von Orlamünde während der vorübergehenden dänischen Herrschaft gefördert und 1212 abgeschlossen. Mit tatkräftiger Unterstützung durch das Herzogtum Sachsen deichten Siedler zur selben Zeit – etwa 1217 – den Kirchwerder ein, wobei zunächst der Durchdeich die westliche Grenze bildete.

Anschließend wurde der Ochsenwerder eingedeicht. Der Deichbau wurde etwa 1254 abgeschlossen. Tatenberg wurde 1315 als selbständiger Polder mit einem Ringdeich umgeben (6).

Die Eindeichung des Billwerders wird zugleich mit der von Altengamme begonnen worden sein. Die Deiche wurden jedoch bereits kurz nach ihrer Errichtung durch Sturmfluten, insbesondere durch die Julianenflut vom Jahre 1164, wieder zum Teil zerstört (2). Nachdem zunächst die Deiche im Ostteil dieser Fläche zwischen der Loise und einem in Richtung des heutigen Mittleren Landweges verlaufenden Querdeich errichtet waren, konnte im 14. Jahrhundert die vollständige Bedeichung erreicht werden, wobei sich der westliche Abschlußdeich etwas westlich vom heutigen Tiefstackkanal befand (6 u. Abb. 2).

Im Jahre 1385 wurde Billwerder und 1395 Ochsenwerder durch Hamburg erworben. Bald erweiterte sich der hamburgische Einfluß noch mehr, als nach Eroberung von Schloß und Stadt Bergedorf auch die Vierlande vom Herzogtum Sachsen-Lauenburg 1420 an die Hansestädte Hamburg und Lübeck abgetreten wurden, die sie bis 1868 gemeinsam (beiderstädtisch) verwalteten.

Bald danach begann man, die einzelnen Marschgebiete durch Deiche zu verbinden. So wurde, nachdem 1443 die untere Bille abgedämmt und das Wasser der Oberbille durch den Schleusengraben der Dove-Elbe zugeleitet war, Billwerder mit Curslack durch den Kurfürstendeich zusammengedeicht. Zuvor wurde eine Schleuse eingebaut (Abb. 3).

Eine größere Deichbauaufgabe war die Durchdämmung der beiden Gamme-Elben, d. h. der Dove-Elbe und der Gose-Elbe bei der Stromspaltung, die 1482 bzw. 1492 durchgeführt wurde (6). Hiermit sollte gleichzeitig verhindert werden, daß die Zollstätte an der Strom-Elbe, der *Zollenspieker*, der durch die Riepenburg geschützt wurde, umgangen werden konnte. Die Folge der Abdämmungen war ein verstärkter Abbruch vor allem des linken Lüneburger Ufers, worauf die Herzöge von Sachsen-Lüneburg, nachdem sie vor dem Reichsgericht geklagt hatten und es sogar deshalb 1619 zu kriegerischen Auseinandersetzungen gekommen war, 1620 die Durchdeichung durchbrechen ließen, ohne jedoch einen dauernden Erfolg zu haben, da die Gamme-Elben versandeten (6).

In den folgenden Jahrhunderten wurden die Deiche laufend erhöht und verstärkt, nachdem bei Sturmfluten und bei großer Oberwasserführung der Elbe, insbesondere bei Eisstauungen, immer wieder Deichbrüche zu größeren Überflutungen geführt hatten.

1630 wurden, nachdem bereits Spadenland eingedeicht und an Ochsenwerder angeschlossen worden war, die Ländereien zwischen Tatenberg, Ochsenwerder und Spadenland an beiden Enden eingedeicht. Die Linienführung der Deiche in den Vier- und Marschlanden erfuhr seit dem Mittelalter im übrigen keine wesentlichen Änderungen.

Anlässlich des in den Jahren 1875–1879 erfolgten Durchstiches der Kaltehofe und der Veränderungen des unteren Laufes der Dove-Elbe wurde der Deich unter Einbeziehung des bisherigen Außendeichlandes um die Spadenländer Spitze herumgeführt (6).

Eine ganz wesentliche Erhöhung der Sicherheit vor Überflutungen bildeten die erst im 20. Jahrhundert erfolgten Abschleusungen der Gose- und Dove-Elbe an ihren Mündungen. 1924 wurde durch die Erstellung der Reitschleuse mit ihren Flügeldeichen die Gose-Elbe, etwas später die obere Dove-Elbe durch die Errichtung der Dove-Elbe-Schleuse der Einwirkung der Tide entzogen. 1950/52 wurde durch den Bau der Tatenberger Schleuse dann auch die untere Dove-Elbe abgesichert. Die langen, an beiden Elbarmen liegenden und nicht auf Sollhöhe befindlichen Deiche wurden damit als Hauptdeiche entbehrlich.

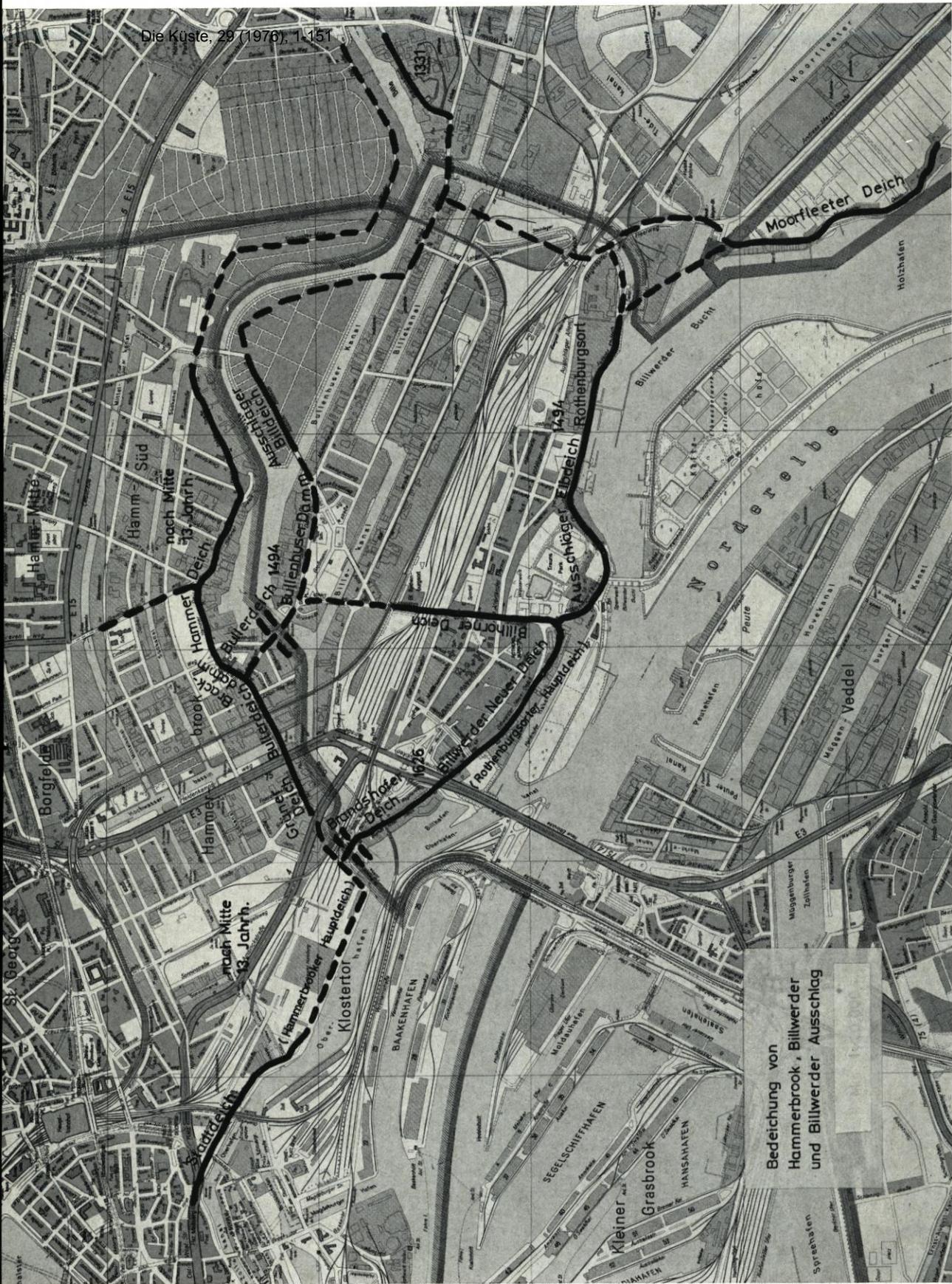
3.2 Hammerbrook und Billwerder-Ausschlag

Das früher tief liegende Gelände des alten Hammerbrooks dürfte bereits ziemlich früh, nämlich im 12. Jahrhundert, von den damaligen Dörfern Hamm und Horn aus eingedeicht worden sein, wobei der südliche Deich an der Bille (bzw. am Hammerdeich) und der westliche Deich etwa in Richtung des heutigen Grevenwegs verlief. Dafür spricht die bis in das 19. Jahrhundert ersichtliche Feldeinteilung (2).

Nachdem die zwischen dem eingedeichten Hammerbrook und der Stadt Hamburg belegene sumpfige Fläche, danach *Hamburger Brook* genannt, im Jahre 1258 in städtisches Eigentum übergegangen war, wurde die Deichlinie durch Bau von Bullerdeich, Grünerdeich und Stadtdeich über den Meßberg an den Geesthang angeschlossen (s. Abb. 4).

Eine auf der anderen Seite der Bille belegene Fläche, der Billhorn, der südlich von der Billwerder- und Veddel-Elbe begrenzt war, soll 1319 als Polder eingedeicht worden sein. Im Jahre 1383 wurden der Hammerbrook und Billhorn, ebenso wie 1385 der Billwerder, hamburgisch. Ein Jahrhundert später wurde der Billhorn, später Billwerder Ausschlag genannt, sowohl mit Billwerder als auch mit Hammerbrook durch Deiche verbunden. Die Deichlinie verlief vom Moorfleeter Deich über den Ausschläger Elbdeich, den Billhorner Deich und den Bullenhusener Deich zum Deich des Hammerbrooks, dem Bullerdeich (2, Abb. 4). An der Kreuzung mit der Bille wurde 1494 eine Schleuse errichtet, die Bullenhusener Schleuse, und zwar etwa dort, wo sich heute die Grüne Brücke befindet (6). Somit war die Bille auf fast ganzer Länge dem Einfluß der Tide entzogen. Die Billedeiche des Hammerbrook auf der rechten und die vom Billwerder sowie vom Billwerder Ausschlag auf der linken Seite der Bille unterlagen nicht mehr der Sturmflutgefährdung.

Nachdem die Bullenhusener Schleuse durch die *Fastelabendsfut* vom 26. 2. 1625 zerstört worden war, wurde eine neue Schleuse weiter billeabwärts – die Brandshofer Schleuse – 1626 errichtet und die bisher vorhandene Einbuchtung durch Bau des Billwerder Neuer Deich und des Brandshofer Deich, die an den Ausschläger Elbdeich bzw. an den Stadtdeich anschlossen (6), beseitigt. Die Fläche wurde in den Billwerder Deichverband einbezogen. Die Linienführung der Deiche ist aus der in Abb. 4 dargestellten Kartenskizze ersichtlich. Die damals hergestellte Deichlinie blieb bis ins 20. Jahrhundert unverändert. Für die Hammerbrookkanäle und die Kanäle an der Bille wurden neue



Bedienung von
Hammerbrook, Billwerder
und Billwerder Ausschlag

Schleusen in der Deichlinie errichtet. Die Deichlinie wurde in den Jahren kurz vor dem Ersten Weltkrieg durch den der Tidebewegung unterworfenen Moorfleeter Kanal unterbrochen, von dem der Tide- und der Industriekanal abzweigten.

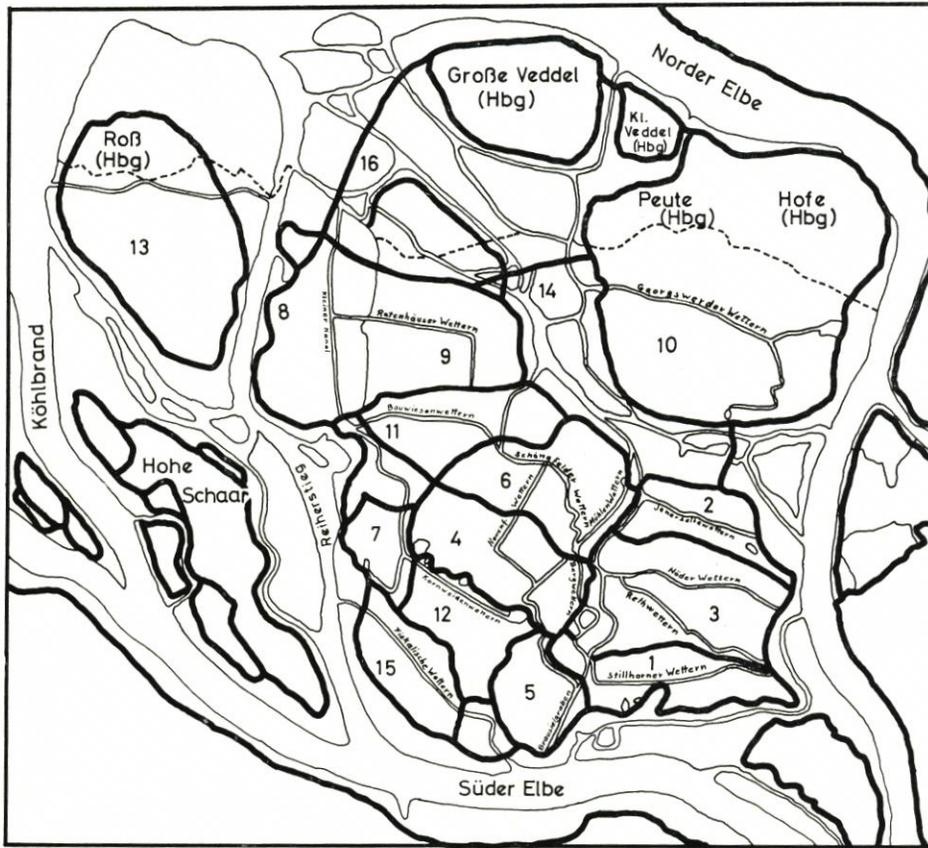
3.3 Innenstadt

Die alte Hansestadt wies keine eigentlichen Deiche auf. Nachdem die Stadt ursprünglich auf hochwasserfreiem Gelände gegründet war, strebte man bei der Einbeziehung von niedrigerem Gelände in den Stadtbereich an, die Straßen zum Strom hin soweit aufzuheben, daß eine gewisse Sicherheit gegen Überflutungen gegeben war. Zur Aufhöhung des Straßenzuges Schoppenstehl – Fischmarkt – Bäckerstraße, der südlichen Begrenzung der älteren Stadt, wurde vermutlich der Boden aus dem zuerst angelegten Stadtgraben verwandt, der später zum Reichenstraßenfleet ausgebaut wurde, das ab 1150 nachweisbar ist. Der Straßenzug bildete so einen – allerdings nicht hohen – Deich zwischen dem Geestrücken, dem Meßberg, im Osten und dem Damm für die ersten Wassermühlen an der Alster, dem Niederdamm, dem späteren Burstah im Westen. Auch der dann südlich angeschlossene Stadtteil, die Neueburg, wurde von höher aufgeschütteten Straßen eingefast, worauf auch der Name Deichstraße deutet. Als die Stadt weiter ausgebaut wurde, reichte der Tideeinfluß insbesondere wegen der vielen Flotte weit in die Stadt hinein. Bei höheren Sturmfluten wurde ein großer Teil der Stadt überschwemmt, wozu auch noch Überflutungen durch hohes Oberwasser der Elbe kamen, wenn am Oberlauf die Deiche brachen. Um den Schaden bei Überflutungen möglichst gering zu halten, wurde besonderer Wert auf die rechtzeitige Warnung der Bürger gelegt. Ende des 18. Jahrhunderts wurde an 18 Flutmessern der Wasserstand abgelesen (10). Sobald der Wasserstand 11 Fuß über Pegelnull, d. h. NN + 2,50 m, erreichte, hatten die in den niedrigeren Gegenden der Stadt eingesetzten Wachen die Einwohner schnell davon zu benachrichtigen. Bei Nacht hatten die Patrouillen im Fall einer zu erwartenden Überschwemmung die Bewohner der niedrig liegenden Häuser und Keller durch Anschläge mit der Lanze und durch Rufen vom Hochwasser in Kenntnis zu setzen. Erreichte das Wasser 12 Fuß an den Flutmessern – und dann wieder bei weiterer Erhöhung um einen Fuß – wurden Böllerschüsse abgegeben. Bei diesem Wasserstand (NN + 2,80 m) traten bereits in der niedrigsten Gegend der Stadt Überschwemmungen auf (10).

Von den in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts vorhandenen 9000 Häusern waren 3000 flutgefährdet. Die Eindeichung scheiterte aber an den hohen Kosten.

3.4 Wilhelmsburg und Moorwerder

Aus den frühesten Überlieferungen geht hervor, daß dort, wo sich heute die Elbinsel Wilhelmsburg befindet, früher die Inseln Stillhorn und Rethwisch im Süden, der Gorieswerder im Norden lagen. Der Gorieswerder dehnte sich aber noch weiter nach Westen aus. Er lag zwischen Elbarmen, die einen ähnlichen Verlauf wie heute die alte Süder- und Norderelbe hatten, und umfaßte u. a. Altenwerder und Finkenwerder (Abb. 1). Er wird bereits im Jahre 1158 als eingedeichte Insel erwähnt. Durch die häufigen Sturmfluten im ausgehenden 12. Jahrhundert und in der ersten Hälfte des 13. Jahrhunderts wurden der Deich zerstört und der Gorieswerder in mehrere Inseln zerrissen, von denen die östliche noch längere Zeit diesen Namen behielt.



Die Eindeichung Wilhelmsburg

- | | |
|--|------------------------|
| 1. Das Alte Feld (1333) | durch die Schnacken |
| 2. Jenerseite (1363) | " " Groten |
| 3. Das Siede Feld (1368) | " " Groten |
| 4. Das Neue Feld (1372) | " " Groten |
| 5. Finkenriek (1374) | " " Groten |
| 6. Das Schöne Feld (1491) | " " Groten |
| 7. Schluisgrove (1538) | " " Harburger Herzöge |
| 8. Reiherstieg (1568-1594) | " " Harburger Herzöge |
| 9. Rotehaus (1594) | " " Groten |
| 10. Georgswerder (1609) | " " Groten |
| 11. Die Bauwiese (1617-1624) | " " Groten |
| 12. Die Kornweide (vor 1525) | " " Stadt Hamburg |
| 13. Neuhof (1623) | " " Harburger Herzöge |
| 14. Die Höveln (1672-1681) | " Herzog Georg Wilhelm |
| 15. Die Harburger Schweineweide (1851) | " Herzog Georg Wilhelm |
| 16. Der Ernst August-Deich (1852) | |

Abb. 5

Mit dem Deichbau im Bereich der heutigen Elbinsel Wilhelmsburg wurde erst wieder nach der Bedeichung der östlich gelegenen Elbinseln, Neuengamme, Kirchwerder und Ochsenwerder, auf der Elbinsel Stillhorn begonnen, und zwar im Jahre 1333 von Ochsenwerder aus. Dieser Teil heißt deshalb noch heute „Das Alte Feld“ (8, s. auch Abb. 5). An

dieser Bedeichung war das Geschlecht der „Schnacken“ maßgeblich beteiligt. Bei der weiteren Bedeichung ging die Initiative zunächst auf das Geschlecht der „Groten“ über. 1363 wurde eine Landfläche eingedeicht, die jenseits eines noch nicht eingedeichten Geländes lag und deshalb „Jenerseite“ genannt wurde. Dann bedeichten die Groten 1368 das zwischen dem Alten Feld und Jenerseite gelegene niedrigere Feld, damals „Siede Feld“ genannt, 1372 das Neue Feld und 1374 Finkenriek. Aus Geldmangel trat zunächst eine Pause in der Bedeichung ein. Erst 1491 wurden die Arbeiten wieder aufgenommen und das „Schöne Feld“ bedeicht (8). Die Reihenfolge der Bedeichung Wilhelmsburgs, die in insgesamt 16 Abschnitten erfolgte, ist aus der in Abb. 5 beigefügten Karte zu ersehen.

Als nächstes wurde die Eindeichung der Flächen am Reiherstieg, u. a. Schluisgrove und Rotehaus, und dann in Georgswerder in Angriff genommen. Im siebzehnten Jahrhundert folgte die Eindeichung der zwischen diesen Poldern liegenden und früher von Elbarmen – der Drögen- und der Stillhorner Elbe – durchflossenen Flächen, nämlich der Bauwiese und der Höveln (6). Die seit 1672 dem Herzog Georg Wilhelm von Celle gehörenden und nunmehr insgesamt eingedeichten Flächen wurden von ihm Wilhelmsburg genannt (8).

Erst sehr spät, nämlich um 1850, wurden der Königs-Georg-Deich im Südwesten und der Ernst-August-Deich im Nordwesten der Insel erbaut. Hiermit war in 500 Jahren die Bedeichung der Insel abgeschlossen. Bald darauf, nachdem im Jahre 1888 der Hamburger Freihafen in Benutzung genommen wurde, begannen die Ansiedlung von Industrie und der Ausbau des Hamburger Hafens. Die im Norden der Insel entstehenden Hafenbecken schnitten in das Deichsystem ein, wobei die Deiche durch Aufhöhungen ersetzt wurden, die zwar im allgemeinen auf Höhe der früheren Deiche lagen, aber nicht die Konsistenz der alten Deiche aufwiesen.

Verhältnismäßig früh erfolgte die Eindeichung von Moorwerder. Die bis ins 20. Jahrhundert von Wilhelmsburg getrennte Insel war, als sie 1395 von Hamburg erworben wurde, bereits eingedeicht und wird damals dieselbe Fläche aufgewiesen haben wie in der Mitte des 20. Jahrhunderts.

3.5 Altenwerder

Wie bereits erwähnt, waren in geschichtlicher Zeit Altenwerder und Finkenwerder Teile der großen Elbinsel Gorieswerder, deren Deiche – wie bereits berichtet – in der ersten Hälfte des 13. Jahrhunderts zerstört wurden, so daß sich mehrere Elbinseln bildeten.

Die zum Herzogtum Sachsen-Lüneburg gehörende Elbinsel Altenwerder wurde in der Zeit von 1277 bis 1330 wieder bedeicht, wobei dem Deich die noch vorhandene Linienführung gegeben wurde.

3.6 Finkenwerder

Die Insel Finkenwerder bestand nach ihrer durch den Durchbruch der Dradenau von den übrigen Flächen der Elbinsel Gorieswerder erfolgten Abtrennung aus zwei Teilen, die durch eine in Richtung des Landscheidegrabens quer von Osten nach Westen verlaufende Elbrinne getrennt waren.

Der südliche Teil gehörte wie Altenwerder zum Herzogtum Sachsen-Braunschweig-Lüneburg, der nördliche seit 1445 zu Hamburg. Die Westhälfte des Lüneburger Inselteils

wird zur selben Zeit wie Altenwerder – also zu Beginn des 14. Jahrhunderts – wieder eingedeicht worden sein, während der Nordteil lange ungeschützt war (7). Erst von 1603 bis 1612 wurde die hamburgische Inselhälfte zusammen mit dem Osteil des lüneburgischen Teils, dem Osterfeld, wieder eingedeicht, wobei der Deich in etwa die vorhandene Linienführung erhielt. Finkenwerder hatte aber wie kaum ein anderes Marschengebiet in den folgenden Jahrhunderten unter den Auswirkungen der Sturmfluten zu leiden. Immer wieder brachen die Deiche und wurde die Insel verwüstet. So wurde noch bei der Sturmflut von 1751 der ganze Finkenwerder Deich fast durchgängig bis auf den Fuß weggespült (7).

3.7 Neuland, Lauenbruch und Moorburg

Die Eindeichung von Neuland wird im 13. Jahrhundert vorgenommen worden sein; 1277 wird es als eingedeicht erwähnt. Dann folgte etwa 1296 der Lewenwärder, auch Lewenbrok genannt, die später als Lauenbruch bezeichnete Marschfläche (1). Die Landschaft zwischen dem Lauenbruch und Francop im Alten Land wurde im frühen Mittelalter Glindesmoor genannt. Die Bedeichung begann inselartig im Westteil, wahrscheinlich von 1300 in mehreren Abschnitten nach Osten fortschreitend, und erreichte 1376, kurz nach dem Erwerb des Glindesmoores durch Hamburg, im Osten den Anschluß an das Lauenbruch (1). Nachdem Hamburg dort eine Burg errichtet hatte, erhielt dieses Gebiet den Namen Moorburg.

Moorburg war längere Zeit im Westen von der bedeichten Fläche des Alten Landes, der 3. Meile, durch tiefliegende, moorige Wiesen, den „Hohen Wischen“, mit äußerst ungünstigen Untergrundverhältnissen getrennt. Der westliche Abschlußdeich war der Moorburger Alte Deich; erst 1600 wurde der Deich über diese Fläche geführt und Moorburg damit mit dem Alten Land zusammengedeicht.

3.8 Altes Land

Die Inangriffnahme der Deicharbeiten im Alten Land geht auf einen Vertrag zurück, den Erzbischof Friedrich I. von Bremen im Jahre 1106 mit niederländischen und flämischen Siedlern schloß. Dieser Vertrag sah die Eindeichung von Marschen an der Elbe und Weser vor. Auf die Niederländer folgten westfälische und friesische Ansiedler. Auch die Nachfolger des Erzbischofs haben die Eindeichung der Marschländer ihres Bereiches vorangetrieben. Das Altenländer Gebiet wurde zwischen 1140 und 1240 eingedeicht. Jeder Siedler erhielt als freien, erblichen Besitz eine Fläche von der Größe einer Hufe, die etwa 100 m breit und 2 km lang war (13).

Das Alte Land wird durch die Nebenflüsse der Elbe in 3 Abschnitte unterteilt, die als „Meilen“ bezeichnet wurden und – dem Gang der Besiedlung folgend – von Stade her gezählt wurden: die erste Meile zwischen Schwinge und Lühe, die zweite Meile zwischen Lühe und Este und die dritte Meile zwischen Este und Hohenwisch, da die östlich anschließenden, tiefliegenden moorigen Wiesen, wie bereits ausgeführt, vorerst nicht mit einem Deich durchquert wurden. Deshalb wurde das Gebiet polderartig nach Osten und an der Südseite durch den Hinterdeich gesichert.

Die noch unvollkommenen Deiche waren dauernd bei Sturmfluten den schwersten Belastungen ausgesetzt. Durch die Sturmfluten im ausgehenden 14. Jahrhundert und in der ersten Hälfte des 15. Jahrhunderts wurden die Deiche der dritten Meile von 1392 ab so

weitgehend zerstört, daß während etwa 70 Jahren kein Deichschutz mehr vorhanden war (13). Die dritte Meile wurde damals die „Wüste Meile“ genannt (13).

Erst etwa ab 1460 wurde die Neueindeichung unter Anspannung aller verfügbaren Kräfte vorgenommen, so daß die Landschaft auch als „Neue Meile“ bezeichnet wurde.

Wie die früheren Deichbauten, so war auch die Errichtung des neuen Deiches eine Gemeinschaftsleistung der dortigen Bevölkerung. Dabei mußten auch die Ländereien mit eingedeicht werden, die Ortsfremden, vor allem also Bürgern oder geistlichen Institutionen, gehörten. Standen diesen keine geeigneten Arbeitskräfte dafür zur Verfügung, erwuchsen ihnen durch die Deicharbeiten erhebliche Kosten.

Auch späterhin war es nur unter Aufbietung aller Kräfte möglich, die Deiche gegen die Angriffe des Wassers zu halten und die ständig neu auftretenden Deichschäden zu beseitigen. Besonders gefährdet waren die Estedeiche, die steilere Böschungen und niedrigere Höhen als die Deiche an der Elbe aufwiesen. Nachdem noch in jüngster Zeit, nämlich bei der Sturmflut vom 22. 12. 1954, die nicht besonders hoch – in Hamburg-St. Pauli bis auf NN + 4,35 m – auflief, nur in letzter Minute durch den von der Hauptabteilung Wasserwirtschaft organisierten Einsatz des Bundesgrenzschutzes ein Deichbruch an der Este verhindert werden konnte, wurde mit Beteiligung der Deichverbände der zweiten und dritten Meile Altenlandes in den Jahren 1957–1959 ein Sperrwerk an der Este errichtet. Mit der dadurch bewirkten Ausschaltung der Estedeiche als Hauptdeiche wurde eine wesentliche Gefahrenquelle beseitigt. Außerdem wurde der Elbdeich verstärkt und erhöht.

4. Deichbau und Deichplanung 1953–1961

Nach der für Holland so verheerenden Sturmflut vom 1. Febr. 1953 wurden die Hamburger Deiche gründlich überprüft. In den Jahren 1955 bis 1961 wurden außer den bereits im Bereich der dritten Meile genannten Maßnahmen auch an den übrigen Deichen in den Vier- und Marschlanden, in Moorwerder, Moorburg, Altenwerder und Finkenwerder in einer Gesamtlänge von 30 km Arbeiten zur Verstärkung und Erhöhung durchgeführt. Hierdurch wurde die Krone wieder durchweg auf Mindestsollhöhe gebracht.

Es wurden fernerhin Überlegungen angestellt, welcher Sturmflutwasserstand künftig in Hamburg zu erwarten sein würde. Im Einvernehmen mit den zuständigen Behörden, insbesondere denen der niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung, wurde auf Vorschlag des Verfassers festgelegt, künftig von einem maßgebenden Sturmflutwasserstand von NN + 5,85 m auszugehen und die Sollhöhe der Deiche im Stromspaltungsgebiet auf NN + 6,50 m festzusetzen. Bevor dieses Mehrjahresprogramm in Angriff genommen werden konnte, machte die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 diese Pläne hinfällig.

5. Überschwemmungen der Elbmarschen nach Deichbrüchen, bewirkt durch Sturmfluten und hohen Wasserstand sowie Eisversetzungen in der Oberelbe

5.1 Überschwemmungen durch Sturmfluten an der Küste und in den Elbmarschen

Erst die Eindeichung ermöglichte eine intensive Nutzung der Elbmarschen. Bis in die jüngste Zeit waren die Deiche jedoch bei sehr hohen Wasserständen in der Elbe, die entweder durch Sturmfluten oder oberhalb von Hamburg auch durch große Wasserführung

der Elbe sowie durch Eisversetzungen bewirkt wurden, gefährdet. Häufig traten Deichbrüche auf, die Menschenleben forderten und große Verluste an Hab und Gut bewirkten. Die stillen Zeugen des Kampfes gegen die Fluten der Elbe sind die heute noch sichtbaren, in großer Zahl vorhandenen Bracks.

In der nachfolgenden Übersicht sind nur die schwersten Sturmfluten aufgeführt, denn es würde den Überblick erschweren, die etwa 100 schweren oder sehr schweren Sturmfluten, die nach Beginn des Deichbaues zu verzeichnen sind, aufzuzählen. Um jedoch die Überschwemmungen an der Elbe in einen größeren Rahmen einzuordnen, wurden die schwersten Sturmfluten, die an der Küste ja so große Verheerungen angerichtet haben, erwähnt.

Die erste Sturmflut, die mit Namen bezeichnet wurde, war die

J u l i a n e n f l u t vom 17. Februar 1164,

also aus den ersten Jahrzehnten des Deichbaues an der Elbe. Diese Flut, die die ersten Einbrüche des Jadebusens und der Zuidersee bewirkte, war für die noch unvollkommenen Elbdeiche von zerstörender Wirkung.

In den folgenden zwei Jahrhunderten sind mehrere schwerste Sturmfluten zu verzeichnen, von denen die Chronisten besonders die

e r s t e M a r c e l l u s f l u t vom 16. Januar 1219 und die

A l l e r k i n d l e i n s f l u t vom 28. Dezember 1248

hervorheben, bei denen in den Elbmarschen viele Menschen ums Leben kamen (9). Die Sturmfluten führten im Nordseebereich zur Trennung der Westfriesischen Inseln vom Festland und im Elbebereich zur Teilung der eingedeichten Elbinsel Gorieswerder in mehrere Inseln.

Über die

d r i t t e M a r c e l l u s f l u t am 16. Januar 1362,

auch „de grote Mandrenke“ genannt und die größte Sturmflutkatastrophe an der Küste, sind aus den Elbmarschen keine Einzelheiten überliefert.

Die

C ä c i l i e n f l u t vom 21. November 1412

richtete an der Küste keine, jedoch an der Unterelbe größte Schäden an. Die Dörfer der dritten Meile, die schon durch vorausgegangene Sturmfluten zu leiden hatten, wurden – wie bereits erwähnt – schwer mitgenommen. An der Estemündung soll ein ganzes Dorf vernichtet worden sein. Hahnöfersand wurde abgetrennt und damit Insel. Es sollen 30 000 Menschen ertrunken sein (9).

Auch die

H e i l i g e - D r e i k ö n i g s - F l u t vom 6. Januar 1470

hatte nicht an der Küste, aber in den Elbmarschen größere Überschwemmungen zur Folge.

Nach der Sturmflut am 26. Februar 1521, die für die Vierlande von verheerender Wirkung war, ist dann hervorzuheben die

A l l e r h e i l i g e n f l u t vom 1. November 1570,

die an der Küste und an der Unterelbe zu großen Überflutungen führte (9). Größere Menschenverluste waren jedoch nicht zu beklagen. In Kirchwerder, Ochsenwerder, Spadenland, Moorwerder, Stillhorn und im Alten Land brachen die Deiche.

Von den in den folgenden Jahrzehnten zu verzeichnenden Sturmfluten sind besonders drei im Jahre 1625 zu nennen, von denen

d i e F a s t e l a b e n d s f l u t vom 26. Februar 1625,

auch Eisflut genannt, größere Schäden im Alten Land, aber auch in Hamburg selbst an-

richtete. Hammerbrook wurde überflutet und die Bullenhusener Schleuse zerstört. Auch im Jahre 1630 stand der Billwerder wieder unter Wasser.

Die

S t u r m f l u t vom 11. Oktober 1634

wurde bekanntlich wegen ihrer ganz verheerenden Wirkung an der Küste auch „zweite Manntränke“ genannt. Abgesehen von Deichbrüchen in Billwerder wird nichts über besondere Schäden an der Unterelbe überliefert.

Hier hatte die

S t u r m f l u t d e r S t . - P a u l i - B e k e h r u n g s n a c h t
am 25. Januar 1643

wieder größere Überflutungen zur Folge. Der Estedeich bei Hove wurde auf 900 m Länge zerstört (9).

Die

P e t r i f l u t vom 22. Februar 1651

führte zur Überflutung der dritten Meile. Damals entstand das Francoper Gutsbrack, auch Wetterbrack genannt, weil es bis zur Abdämmung der Alten Süderelbe je nach Wetterlage verschiedene Farbtonungen aufwies. Es wurde behauptet, daß eine lehmgelbe Eintrübung Sturmfluten ankündige.

Deichbrüche waren dann wieder bei sehr schweren Sturmfluten in den Jahren 1661, 1678, 1685, 1697 und 1715 zu verzeichnen.

Die schwerste Sturmflut im 18. Jahrhundert war bekanntlich die

W e i h n a c h t s f l u t vom 24. und 25. Dezember 1717.

Das große Ausmaß der Überflutungen ist aus Karten ersichtlich. Die Sturmflut lief an der Küste und in der Unterelbe höher auf als alle früheren und soll in Hamburg einen Wasserstand von NN + 5,06 m erreicht haben (15). Sie war deshalb auch von besonders zerstörender Wirkung. Stillhorn, Finkenwerder, Moorburg und die dritte Meile waren überflutet.

Nach mehreren Sturmfluten, bei denen auch wieder Deichbrüche entstanden, verursachte an der Unterelbe eine Sturmflut besonders große Schäden an Vieh und Feldfrüchten, die jahreszeitlich sehr früh – mitten in der Erntezeit – auftrat. Es war dies die

S t u r m f l u t vom 11. September 1751.

Schwere Grund- und sonstige Deichbrüche ereigneten sich in Billwerder, in Finkenwerder und in der dritten Meile. Diese Sturmflut soll noch etwas höher als die vorhergehende, nämlich auf NN + 5,11 m aufgelaufen sein (15). Die spätere Einmessung der der Tideeinwirkung etwas weniger ausgesetzten Flutmarken im Stadttinnern Hamburgs ergab allerdings niedrigere Höhen (4), (5), (11), (12). Noch schlimmer in den Auswirkungen war die 5 Jahre später auftretende

M a r k u s f l u t vom 7. Oktober 1756,

die von einem besonders hohen Wellenschlag begleitet war. Allein im Elbdeich der dritten Meile entstanden 25, im rechtsseitigen Estedeich 7 Deichbrüche. Nach Deichbrüchen wurden außer der dritten Meile überflutet: Finkenwerder, Wilhelmsburg, Billwerder und Kirchwerder. Außer etwa 30 Toten waren größere materielle Verluste zu verzeichnen. Diese Sturmflut dürfte in Hamburg eine Höhe von NN + 5,18 m erreicht haben.

Wie nach jeder sehr schweren Sturmflut wurden auch nach dieser die Deiche erhöht und verstärkt. Obwohl nicht bekannt ist, wie groß die Wirkung des Wellenschlags bei diesen Sturmfluten war, dürfte es doch den vorgenommenen Deicharbeiten zuzuschreiben sein, daß die Sturmfluten vom 22. 3. 1791 und 10. 12. 1792, die in Hamburg mit

Sturmfluten seit 1751 über +4,60mNN in Hamburg

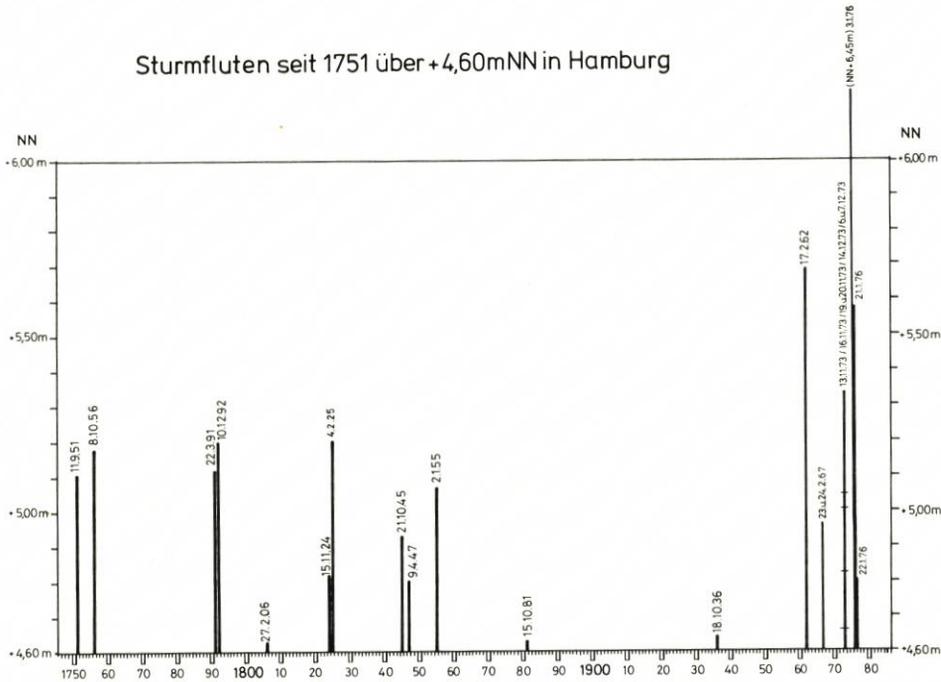


Abb. 6

NN + 5,12 m und NN + 5,20 m noch etwas höher aufliefen als die Markusflut und an der Nordseeküste und an der unteren Elbe Deichbrüche und Überschwemmungen verursachten, im jetzigen Hamburger Marschengebiet keine erheblichen Schäden anrichteten. Finkenwerder wurde allerdings bei beiden Sturmfluten, Ochsenwerder 1792 überflutet.

Bis zur Februarflut 1962 war die

Sturmflut vom 3. und 4. Februar 1825

die höchste an der Küste und an der Unterelbe und hatte die größten Zerstörungen zur Folge. Nach zahlreichen Deichbrüchen wurde das eingedeichte Binnenland in erheblichem Umfang überschwemmt. 800 Menschen und 50 000 Stück Vieh ertranken.

Die Verheerungen waren im Westen des Gebietes am größten. Der Elbdeich der dritten Meile wies 43 Deichbrüche und einen Grundbruch, der Finkenwerder Deich sogar 51 Kappstürze oder Deichbrüche und 2 Grundbrüche auf (9). In der dritten Meile, wo die Einwohner überwiegend von der Überschwemmung im Schlaf überrascht wurden, ertranken 57 Menschen. Groß war auch die Zahl der beschädigten oder zerstörten Häuser.

Moorburg und Wilhelmsburg wurden ebenfalls überflutet und auch Ochsenwerder zum Teil überschwemmt.

Nachdem der Stadtdeich gebrochen war, wurde auch Hammerbrook – allerdings nur etwa 0,60 m hoch – überflutet. In Hamburg standen 3000 Häuser unter Wasser. Die Höhe des Wasserstandes betrug in Hamburg NN + 5,24 m.

In größte Gefahr gerieten die Marschen wieder bei der

Neujahrsflut 1855,

d. h. bei der Sturmflut vom 1. zum 2. Januar 1855.

Diese Sturmflut, die in Hamburg-St. Pauli mit NN + 5,08 m nicht die Höhe der

Sturmflut von 1825 erreichte, sie in Harburg und östlich von Wilhelmsburg jedoch über-schritt, hatte wegen der in der Zwischenzeit vorgenommenen Deicherhöhungen und -ver-stärkungen nicht so zerstörende Wirkungen. Es wurde jedoch nicht verhindert, daß auf dem linken Elbufer durch einen Grundbruch am rechten Estedeich die dritte Meile, weiter-hin Moorburg, die Vogtei Neuland, Neuhof und Wilhelmsburg überflutet wurden (9).

Auf dem rechten Elbufer brach der Deich in Kirchwerder-Warwisch, so daß auch die Vier- und Marschlande unter Wasser standen.

Bis zum Jahre 1962, also über 100 Jahre lang, waren keine Sturmfluten, die die Höhe der vorangegangenen erreichten, zu verzeichnen; Überflutungen traten deshalb nicht auf.

5.2 Überschwemmungen durch hohen Wasserstand der Oberelbe

Vor allem die Marschländereien auf dem rechten Elbufer oberhalb von Hamburg waren Jahrhunderte lang bei hoher Wasserführung der Elbe oder bei durch Eisstau be-dingtem hohem Wasserstand wegen der zu niedrigen und ungenügend unterhaltenen Dei-che der Gefahr von Deichbrüchen und dadurch bewirkten Überschwemmungen ausgesetzt. So wurden allein im 16. Jahrhundert die Marschen fünfmal durch Deichbrüche, die sich vornehmlich im obersten Bereich ereigneten, oft bis zum Hammerbrook und bis zum Deichtor in Hamburg überschwemmt. Bei den Überschwemmungen im Sommer bedeutete das fast immer den ganzen oder teilweisen Ausfall der Ernte. Um das Wasser wieder aus dem eingedeichten Gebiet herauszuleiten, mußten oft die „Hammer“-Deiche oberhalb von Hamburg durchbrochen werden.

Wegen des schlechten Unterhaltungszustandes der Deiche war auch im 17. und 18. Jahrhundert die Gefährdung von der Oberelbe nach wie vor groß, und es traten immer wieder Deichbrüche – oft sogar Grundbrüche – auf.

Die größten Auswirkungen in nicht zu lange zurückliegender Zeit hatte der Deichbruch in der Nacht vom 8. zum 9. Juli 1771 in Neuengamme. Durch nachfolgende Überflutungen der Deiche an der Dove- und Gose-Elbe sowie am Schleusengraben wurde das gesamte Marschland oberhalb von Hamburg, von Neuen-gamme bis zur Hammer Marsch einschließlich des Hammerbrooks, überschwemmt. Fast die gesamte Ernte und ein Teil des Viehs wurden vernichtet. Der Wasserstand, der infolge langanhaltender großer Wasserführung der Elbe bis zum 20. Juli, d. h. also noch 10 Tage lang anstieg, erreichte eine bisher nicht beobachtete Höhe (2). An den niedrigsten Stellen, in Billwerder z. B., stand das Wasser fast 6 m hoch. Die Überschwemmung hielt u. a. in Billwerder bis in den Winter hinein an, obwohl auch bei diesem Ereignis der Elbdeich zwischen Eichbaum und Rothenburgsort auf Grund eines Senatsbeschlusses durchstoßen wurde (2).

Zur Erinnerung an dieses Ereignis wurde später an der Durchbruchstelle in Neuen-gamme ein Denkmal gesetzt.

Insbesondere durch Eisversetzungen bedingt, erfolgte der letzte durch Oberwasser der Elbe hervorgerufene Deichbruch am 8. Februar 1861 in Kirchwerder-Hove.

Für die Menschen unterhalb von Hamburg war die Gefährdung durch hohen Wasser-stand der Elbe naturgemäß weniger akut. Trotzdem war aus diesem Grunde in geschicht-lich gesehen jüngster Zeit doch auch hier eine Überflutung größeren Ausmaßes zu verzeich-nen, und zwar die sogenannte

Franzosenflut am 11. April 1814,

so genannt, weil sie mit der französischen Besetzung in Verbindung gebracht wurde. Ursache waren zwei Deichbrüche bei Brackede und bei Over, der letztere etwa 500 m breit, wodurch nicht nur die Flächen des Harburger Deichverbandes, sondern auch die von Moorburg, der dritten Meile und sogar der zweiten Meile unter Wasser gesetzt wurden (9).

Seit dem Ende des 19. Jahrhunderts sind durch Wasserstand der Oberelbe keine Überflutungen der Elbmarschen mehr aufgetreten. Es ist zu erwarten, daß der auf der Oberelbe eingesetzte Eisbrecherdienst das Auftreten von Eisversetzungen weiterhin verhindert und damit die Gefahr von Deichbrüchen aus diesem Anlaß im wesentlichen ausgeschaltet ist.

5.3 Vergleich der aufgetretenen Sturmfluthöhen

Soweit geschichtliche Überlieferungen zurückgehen, läßt sich feststellen, daß die Wasserstandshöhen der aufgetretenen „sehr schweren Sturmfluten“ oder „Orkanfluten“ im Laufe der verflossenen Jahrhunderte zugenommen haben, was auf großräumige klimatische Veränderungen zurückzuführen sein dürfte.

Die nunmehr der Höhe nach bekannten, sehr schweren Sturmfluten, d. h. nach der Bezeichnung des Deutschen Hydrographischen Instituts alle Sturmfluten, die höher auflaufen als 3 m über MThw, sind in der als Abb. 6 beigefügten Aufstellung ab 1751 aufgetragen. Es ergibt sich hiernach, daß in der Zeit von 1751 bis 1855 – also in 105 Jahren – insgesamt 9 sehr schwere Sturmfluten aufgetreten sind, die wesentlich höher waren als 3 m über MThw. Während dieser Zeit waren ferner 1771 und 1814 sehr großflächige Überflutungen infolge des Oberwassereinflusses der Elbe (Hochwasser), im ersten Fall der gesamten rechtselbischen, im zweiten Fall der gesamten linkselbischen Marschenländer zu verzeichnen.

Demgegenüber ist festzustellen, daß von 1856 bis 1961, also während eines ebensolangen Zeitabschnittes, nur zwei Sturmfluten höher aufliefen als 3 m über MThw und deshalb als sehr schwere Sturmfluten zu werten sind. Diese lösten keine größeren Überflutungen aus. Dieser Umstand ist insbesondere psychologisch von erheblicher Bedeutung. Denn obwohl die „Holland-Sturmflut“ vom 1. Februar 1953 eine deutliche Warnung war, die zur Überprüfung der Sollhöhen der Deiche führte und umfangreiche Arbeiten zur Erhöhung der Deichsicherheit auslöste, darf man doch den Umstand nicht unterschätzen, daß im Gegensatz zu der starken Gefährdung durch Sturmfluten in der Zeit bis 1855 eine lange, verhältnismäßig ruhige Zeit – über 100 Jahre – bei vielen ein ungerechtfertigtes Sicherheitsgefühl entstehen ließ.

6. Schriftenverzeichnis

1. AUST, A.: Rund um die Moorburg. Verlag A. Aust, Moorburg, 1930.
2. FINDER, E.: Die Landschaft Billwerder, ihre Geschichte und ihre Kultur. Veröffentlichung des Vereins für Hamburgische Geschichte, 1935.
3. HÜBBE, H.: Einige Wasserstandsbeobachtungen im Fluthgebiet des Elbstromes. Perthes-Besser u. Manke, Hamburg, 1841.
4. HÜBBE, H.: Über die Lage des Nullpunktes am Fluthmesser zu Hamburg. Neue Hamburgische Blätter, No. 51, 1844.
5. HÜBBE, H.: Erfahrungen und Beobachtungen im Gebiet der Strombaukunst, 1. Teil, Hamburg, 1853.
6. HÜBBE, H. W. C.: Einige Erläuterungen zur historisch-topographischen Ausbildung des Elbstroms und der Marschinseln bei Hamburg. Hermann Grüning, Hamburg, 1897.

7. HÜBBE, H. W. C.: Beiträge zur Geschichte der Stadt Hamburg und ihrer Umgebung. Otto Meißner, Hamburg, 1897.
8. LAUE, H. u. MEYER, H. C.: Zwischen Elbe, Seeve und Este. G. Elkau, Harburg, 1925.
9. MARQUARDT, W.: 950 Jahre Sturmfluten. Harburger Kreiskalender, 1963.
10. NEDDERMEYER, H. S.: Zur Statistik und Topographie der Freien Hansestadt Hamburg und deren Gebietes. Hoffmann u. Campe, Hamburg, 1847.
11. ROHDE, H.: Wasserstandsbeobachtungen im Bereich der deutschen Nordseeküste vor der Mitte des 19. Jahrhunderts. Die Küste, H. 28, 1975.
12. SIEFERT, W.: Die Tideverhältnisse der Elbe seit 1786. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, H. 5, 1970.
13. SIEMENS, H. P.: Aus der Deich- und Siedlungsgeschichte des Alten Landes. Stader Archiv, H. 25, 1935.
14. WOEBCKEN, C.: Deiche und Sturmfluten an der Nordseeküste. Friesen-Verlag A. G., Bremen Wilhelmshaven, 1924.
15. WOLTMANN, R.: Verzeichnis der Höhen der bedeutenden seit Beginn des 18. Jahrhunderts in der Elbe stattgefundenen Sturmfluten. Hamburgische Blätter, No. 8, 1834.

Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen

Von Hanz Dieter Niemeyer

Zusammenfassung

Die Bestimmung des Wellenaufbaus ist eine wesentliche Bemessungsgrundlage für Seedeiche. Zu ihrer Überprüfung werden von den Küstendienststellen der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung nach Sturmtiden die Teekgrenzen eingemessen. In dieser Arbeit wird eine Methode zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus beim Eintritt des Bemessungswasserstandes dargelegt. Es wird retrospektiv ein fiktiver Seegang ermittelt, mit dem ein theoretischer Vergleichswellenaufbau für die gemessenen Werte berechnet wird. Abschließend wird eine fiktive Bemessungswelle für den Eintritt des Bemessungswasserstandes zur Abschätzung des korrespondierenden maximalen Wellenaufbaus ermittelt.

Summary

The prediction of wave run-up is fundamental for the design of sea dykes. Levelling of the markerline of flotsam after storm tides has been carried out by the coastal departments of the Lower Saxonian Water Administration in order to check the design parameters. In the following paper a method is developed which allows an estimation of the maximum wave run-up for the occurrence of the design water level. It is based on the hindcast of an fictitious design wave spectrum from measurements. This design wave spectrum is used to compute a theoretical wave run-up for comparison with measured data. Finally the parameters of the design wave are extrapolated on design conditions for the estimation of the corresponding wave run-up.

Die Bestickhöhe von Seedeichen wird durch den Bemessungswasserstand und den zugehörigen Wellenaufbau (Bemessungswellenaufbau) sowie die Berücksichtigung örtlicher Untergrundverhältnisse (Sack- und Setzmaß) bestimmt.

Die von der Arbeitsgruppe Küstenschutzwerke des Küstenausschusses Nord- und Ostsee (1962; LÜDERS, 1966) empfohlenen Verfahren zur Festlegung des Bemessungswasserstandes für Seedeiche haben sich in einer Weise bewährt, die sowohl dem Sicherheitsbedürfnis der Küstenbewohner als auch der Forderung nach volkswirtschaftlich vertretbarem Aufwand gerecht wird.

Trotz einer Reihe grundlegender Untersuchungen in der Natur (HUNDT, 1962) und im Modell (HENSEN, 1954 u. 1955; FRANZIUS, 1965) haben die Erfahrungen der Sturmtiden von 1962 (HENSEN, 1966; METZKES, 1966) und 1973 (ERCHINGER, 1974; NMFELF, 1976) gezeigt, daß die vorhandenen quantitativen Vorstellungen über den Wellenaufbau an Seedeichen zu überdenken sind.

Grundlage für die Bestimmung des Wellenaufbaus an den niedersächsischen Seedeichen waren die Modellversuche im Franzius-Institut der TU Hannover (HENSEN, 1954 u. 1955), deren Ergebnisse aber nach den Untersuchungen von SKLADNEV und POPOV (FÜHRBÖTER, 1971) auf Grund der bei der Reproduktion von Brandungserscheinungen auftretenden Maßstabeffekte als quantitativ nicht übertragbar angesehen werden können.

Die nach den Sturmtiden von 1973 eingemessenen Teekgrenzen ergaben bereits Werte in der Größenordnung des angenommenen örtlichen maximalen Wellenaufbaus, obwohl die eingetretenen Extremwasserstände erheblich unter dem Bemessungswasserstand lagen (ERCHINGER, 1974; NMfELF, 1976). Die nach den Sturmtiden vom Januar 1976 eingemessenen Teekgrenzen unterstreichen diese Beobachtungen deutlich und geben Anlaß, die Frage nach dem maximal möglichen Wellenaufbau neu aufzugreifen. Hierbei ist anzumerken, daß inzwischen durch die Einmessungen von Teekgrenzen nach verschiedenen Sturmtiden verbesserte Grundlagen zur Beurteilung dieses Problems gegeben sind.

Modellversuche zu Brandungsvorgängen, wozu auch der Wellenaufbau gezählt werden muß, können nur dann quantitativ übertragbare Ergebnisse liefern, wenn sie im Naturmaßstab vorgenommen werden (GRÜNE und FÜHRBÖTER, 1975). Ergänzende Naturmessungen wären aber selbst beim Vorhandensein einer derartigen Anlage unumgänglich, um aus dem örtlich wirkenden Seegang die Bemessungswelle zu ermitteln und räumliche Vorgänge, die in einem Wellenkanal nicht untersucht werden können, wie z. B. schrägen Wellenangriff, zu analysieren.

Die zur Zeit zur Verfügung stehenden Naturmessungen zur Abschätzung des Wellenaufbaus an Seedeichen sind im wesentlichen Einmessungen von Teekgrenzen nach Sturmtiden, wie sie von den Küstendienststellen der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung ausgeführt werden.

Der wesentlichste Mangel dieser Messungen besteht darin, daß keine korrespondierenden Seegangs- und Wasserstandsregistrierungen vor den Deichen stattgefunden haben, um so einen Bezug zwischen Wassertiefe, Seegang, Deichform und Wellenaufbau herstellen zu können. Weiterhin ist bei der Heranziehung dieser Aussagen zu bedenken, daß die Teekgrenze den maximalen Wellenaufbau angibt (ERCHINGER, 1974). Ebenso können eventuelle Einflüsse des Windes auf die Lage der Teekgrenze nicht erfaßt werden.

Im folgenden soll der Versuch gemacht werden, unbeschadet der bekannten Problematik der Ermittlung des Wellenaufbaus aus der Einmessung von Teekgrenzen nach Sturmtiden, mit Hilfe der so gewonnenen Daten den maximalen Wellenaufbau beim Eintreten des Bemessungswasserstandes abzuschätzen. Dabei wird die – nicht unbedingt zutreffende – Voraussetzung gemacht, der durch die Teekgrenze ermittelte Wellenaufbau sei beim Thw der Sturmflut aufgetreten.

Im Rahmen des hier entwickelten Verfahrens ist das langfristige Höhenwachstum der Vorländer und Watten unberücksichtigt geblieben. Bei einer Anwendung des Verfahrens sollten diese örtlich unterschiedlichen Verhältnisse jedoch in Betracht gezogen werden.

Um die aus der Einmessung der Teekgrenzen gewonnenen Werte übertragbar und vergleichsfähig zu machen, wird ein zugehöriger *fiktiver Seegang* ermittelt. Eine Reihe von Formeln für den Wellenaufbau benutzt als einziges variables Seegangselement die Wellenhöhe H (FRANZIUS, 1965); mit Hilfe einer derartigen Beziehung soll hier eine theoretische Wellenhöhe aus den gemessenen Wellenaufbauhöhen ermittelt werden. Um Fehler aus der Abschätzung schrägen Wellenangriffs zu vermeiden, wird zu jeder gemessenen Wellenaufbauhöhe die für senkrechten Wellenangriff zugehörige Bemessungswelle ermittelt.

Ausgehend von der *Delfter Formel* für den Wellenaufbau wird aus den Meßwerten eine zugehörige Wellenhöhe H ermittelt:

$$H = \frac{A}{8} \cdot n \quad (1)$$

WASSING (1957) hat diese Beziehung als das Ergebnis langjähriger Modellversuche publiziert und dabei die Wellenhöhe H als signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ angegeben. Da die zugrundeliegenden Modellversuche aber mit quasi-monochromatischen Wellen ausgeführt wurden (TECHNICAL ADVISORY COMMITTEE, 1974), soll die so gewonnene Wellenhöhe H hier für spektrale Wellenhöhenverteilungen als maximale Wellenhöhe H_{\max} und für die Ermittlung der zugehörigen Wellenperiode T als mittlere Wellenhöhe H_m betrachtet werden.

Das für Nordseeverhältnisse entwickelte Jonswap-Spektrum läßt die Ermittlung von Wellenhöhen nur aus dem Energiespektrum selbst zu. Die Periode wird daher mit Hilfe des PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrums aus der Wellenhöhe bestimmt, weil hierfür eine direkte Beziehung von Wellenhöhe und Periode existiert.

Da für die betrachteten monochromatischen Wellen die spektralen Verteilungen näherungsweise als vernachlässigbar angesehen werden können, wird die Wellenperiode T aus folgender einfacher Beziehung gewonnen:

$$T = \sqrt{\frac{1000}{4.078} \cdot \frac{H}{g}} \quad (2)$$

Mit Hilfe der in den Gleichungen (1) und (2) ermittelten kennzeichnenden Seegangselemente Wellenhöhe und -periode läßt sich ein fiktiver theoretischer Vergleichswellenauflauf nach einem verfeinerten Verfahren berechnen, das sowohl den Einfluß der Wellenhöhe als auch denjenigen der Wellenperiode berücksichtigt. Hier soll die Formel von HUNT (1959) benutzt werden, erweitert um den von VINJE (FÜHRBÖTER, 1975) vorgeschlagenen Sicherheitsbeiwert von 1,25.

$$A_{th} = 0,5 \sqrt{g \cdot H} \cdot \frac{T}{n} \quad (3)$$

In Tabelle 1 sind die Werte eines so ermittelten theoretischen Vergleichswellenaufbaus für Seedeiche an der Butjadinger Küste aufgeführt und mit dem aus der Einmessung von Teekgrenzen ermittelten maximalen Wellenaufbau der Sturmflut vom 3./4. 1. 1976 (WASSERWIRTSCHAFTSAMT BRAKE, 1976) verglichen. Die dabei zutage tretende, gleichmäßig gute Übereinstimmung zwischen Vergleichsrechnung und Messung ermutigt zu dem Versuch, auf dieser Grundlage aufbauend den maximalen Wellenaufbau beim Eintritt des Bemessungswasserstandes abzuschätzen.

Weiterhin soll ein zweiter theoretischer Vergleichswellenaufbau unter Berücksichtigung spektraler Größen bestimmt werden: VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) haben in Analogie zur Formel von HUNT den Wellenaufbau als Funktion der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$, der mit dem Maximum der Energiedichte korrespondierenden Wellenperiode T_{\max} , der spektralen Breite ε und der Böschungsneigung n beschrieben:

$$A_{th} = C\varepsilon \sqrt{g \cdot H_{1/3}} \cdot \frac{T_{\max}}{n} \quad (4)$$

Für den bei einer Sturmflut zu erwartenden voll ausgereiften Seegang gibt SYLVESTER (1974) eine spektrale Breite von $\varepsilon = 0,6 \div 0,8$ an; der zugehörige Beiwert $C\varepsilon$ aus Gleichung (4) wird hierfür mit

$$C\varepsilon = 0,75$$

nach den Ergebnissen von Modellversuchen mit Spektren angenommen (TECHNICAL ADVISORY COMMITTEE, 1974). Nach den Untersuchungen von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) ist für diese Form des Wellenspektrums der höchste Wellenaufbau zu erwarten.

Tabelle 1

Deichstrecke/km		Wassertiefe	Neigung	Gemessener	Errechnete
		Sturmtide	Deich-	Wellen-	Wellenhöhe
		3./4. 1. 76	außen-	auflauf	
			böschung	3./4. 1. 76	
		[m]		[m]	[m]
1		2	3	4	5
Ruhwarderdeich	77,900	3,71	5,2	3,57	2,32
	78,600	3,96	5,2	3,64	2,37
	79,690	3,91	5,2	3,45	2,24
Tossenserdeich	80,400	3,71	5,5	3,70	2,54
	80,700	4,11	5,5	3,56	2,45
	80,900	4,21	5,5	3,60	2,48
Tossenser					
Einlagegrodien	81,300	2,31	5,0	1,11	0,69
	82,200	4,01	5,0	3,31	2,06
Eckwarderdeich	83,510	4,11	5,0	3,05	1,91
	84,560	3,91	5,0	2,95	1,84
Eckwarder					
Altendeich	84,950	4,01	5,0	2,90	1,81
Mundahn	86,030	4,71	5,0	2,79	1,74
	86,430	4,61	6,5	3,03	2,46
Großwürden	86,900	4,56	6,5	3,34	2,71
	87,350	4,51	6,5	2,85	2,32
	87,710	4,31	6,5	2,94	2,39
Eckwarderhörne	87,930	4,21	6,5	2,13	1,73

Zur Ermittlung der spektralen Wellenhöhe $H_{1/3}$ wird die von BRETSCHNEIDER (1954) ermittelte Beziehung von maximaler zu signifikanter Wellenhöhe im Flachwasser

$$\frac{H_{\max}}{H_{1/3}} = \sqrt[10]{145 \frac{g \cdot h}{U^2}} \quad (5)$$

herangezogen, die nach Untersuchungen von SCHÜTTRUMPF (1973) für den Bereich der südlichen Nordsee brauchbare Ergebnisse liefert.

Die Wellenperiode T_{\max} wird aus dem PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum in Abhängigkeit von der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$ gewonnen:

$$T_{\max} = 13,94 \sqrt{\frac{H_{1/3}}{g}} \quad (6)$$

Die mit Berücksichtigung spektraler Verteilungen arbeitende Beziehung von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) liefert den Meßwerten ebenso gut und zum Teil noch besser entsprechende theoretische Wellenauflaufhöhen als die Beziehung von HUNT (1959). Die Abweichungen von dem eingemessenen Wellenauflauf sind so gering, daß praktisch von einer vollständigen Übereinstimmung von Meßwerten und errechneten Vergleichswerten gesprochen werden kann (Tabelle 2).

Weiterhin zeigt der Vergleich der Verfahren von HUNT (1959) und von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) deutlich, daß die im Schrifttum häufig zu findende Gleichsetzung der mittleren Wellenhöhe H_m aus Modellversuchen mit monochromatischen

Tabelle 1

Errechnete Wellen- periode	Vergleichs- Wellen- auflaufhöhe	Allgemeiner Dämpfungs- koeffizient	Wassertiefe beim Be- messungs- wasserstand	Fiktive Wellenhöhe beim Be- messungs- wasserstand	Fiktive Wellen- periode beim Be- messungs- wasserstand	Fiktiver Wellen- auflauf beim Be- messungs- wasserstand
[s]	[m]	K _{GD}	[m]	[m]	[s]	[m]
6	7	8	9	10	11	12
7,6	3,47	1,60	4,95	3,10	8,8	4,62
7,7	3,55	1,67	5,20	3,11	8,8	4,66
7,5	3,37	1,75	5,15	2,94	8,6	4,42
8,0	3,61	1,46	4,96	3,40	9,2	4,81
7,8	3,46	1,68	5,36	3,19	8,9	4,51
7,9	3,53	1,70	5,46	3,21	9,0	4,57
4,2	1,09	3,34	3,57	1,07	5,2	1,68
7,2	3,22	1,95	5,27	2,70	8,2	4,20
6,9	2,98	2,15	5,38	2,50	7,9	3,90
6,8	2,88	2,13	5,18	2,43	7,8	3,79
6,7	2,81	2,22	5,29	2,38	7,7	3,71
6,6	2,72	2,71	5,80	2,14	7,3	3,33
7,8	2,94	1,87	5,70	3,05	8,7	3,65
8,2	3,24	1,68	5,86	3,49	9,3	4,17
7,6	2,78	1,94	5,81	2,99	8,6	3,57
7,7	2,86	1,80	5,61	3,12	8,8	3,73
6,6	2,08	1,98	5,52	2,79	8,4	3,37

Wellen mit der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$, wie z. B. bei WASSING (1957) und FÜHRBÖTER (1975), nicht nur als qualitativ unzulässig angesehen werden muß, sondern auch in quantitativer Hinsicht zu nicht überzeugenden Ergebnissen führen würde.

Die mit den Gleichungen (3) und (4) ermittelten Werte sollten im wesentlichen Aussagen über die Brauchbarkeit des hier angewandten Verfahrens geben. Die nachgewiesene annähernde Übereinstimmung von Meßwerten und errechneten Vergleichswerten läßt eine Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus beim Eintreten des Bemessungswasserstandes auf dieser Grundlage als gangbaren Weg erscheinen.

Hierfür muß zuerst ein dem Bemessungswasserstand zuzuordnender fiktiver Seegang ermittelt werden und hieraus die für den maximalen Wellenaufbau maßgebende theoretische Bemessungswelle. Dabei wird die Annahme getroffen, der Seegang vor dem Deich sei der für den beobachteten Sturmzeiten-Wasserstand maximal mögliche, um so ein Maß für die Dämpfung des Seegangs zu gewinnen.

FÜHRBÖTER (1974) und SIEFERT (1974) haben aus Naturmessungen im Flachwasserbereich übereinstimmend die Brecherbedingung

$$\frac{H}{h} \approx 1 \quad (7)$$

ermittelt. Die maximal überhaupt mögliche Wellenhöhe im Flachwasser beträgt somit

$$H_{\max} \approx h \quad (8)$$

Treten in einem Gebiet bei extremen Seegangsbedingungen geringere Wellenhöhen auf als nach der in Gleichung (8) dargelegten Beziehung möglich, so ist dies auf die topogra-

phisch und morphologisch bedingte Dämpfung des Seegangs zurückzuführen. Die maximale Wellenhöhe H_{\max} an einem Ort ist eine Funktion der örtlichen Wassertiefe und der auf der Laufstrecke zu diesem Ort erfolgten Dämpfung aus Refraktion, Shoaling, Diffraktion, Perkolation, Reibung und Brandung, die hier durch einen allgemeinen Dämpfungskoeffizienten K_{GD} erfaßt wird:

$$h = K_{GD} \cdot H_{\max} \quad (9)$$

Aus Gleichung (9) wird der für jeden Meßpunkt maßgebende allgemeine Dämpfungskoeffizient ermittelt und anschließend durch Einsetzen der örtlichen Wassertiefe beim Eintreten des Bemessungswasserstandes die dazugehörige maximale Wellenhöhe bestimmt. Mit dieser beim Eintritt des Bemessungswasserstandes zu erwartenden fiktiven Wellenhöhe können jeweils die örtliche theoretische Bemessungswelle oder die örtlichen theoretischen spektralen Bemessungswerte – wie vorgehend beschrieben – bestimmt werden. Mit Hilfe der Gleichungen (3) und (4) ergibt sich daraus der theoretische maximale Wellenlauf (Tab. 1 u. 2).

Die hier aus der Einmessung von Teekgrenzen nach einer Sturmflut hochgerechneten maximalen Auflaufhöhen beim Eintreten des Bemessungswasserstandes bedürfen einiger ergänzender Erläuterungen:

1. Aus Naturmessungen wurde retrospektiv ein fiktiver Seegang in monochromatischer und spektraler Form ermittelt, der mit dem den Wellenauflauf verursachenden wirklichen Seegang nicht identisch sein muß und wohl auch nicht sein wird.
2. Ebenso wie bei den zugrunde liegenden Einmessungen der Teekgrenzen wurde der maximale Wellenauflauf ermittelt, nämlich jeweils die höchste Zunge des gesamten Auflaufspektrums. Bei der Dimensionierung würde dieser Wert allerdings im Hinblick auf die relative Überlaufsicherheit moderner Seedeiche zu unwirtschaftlichen Höhen führen.

Zum ersten Punkt ist ergänzend zu sagen, daß hier nur umfangreiche Naturmessungen des Seegangs im Küstenvorfeld vom tieferen Wasser bis vor die Deiche seiner Verformung und des zugehörigen Wellenaufbaus Abhilfe schaffen. Ein derartiges Programm wird zur Zeit mit Unterstützung des Bundesministers für Forschung und Technologie über das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen von der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung im Bereich der ostfriesischen Küste in Angriff genommen. Wesentliche Ergänzung könnten derartige räumliche Naturmessungen durch Grundsatzversuche im Naturmaßstab in einem Wellenkanal erfahren. Solange Ergebnisse solcher Untersuchungen nicht zur Verfügung stehen, muß man sich allerdings mit Methoden begnügen, wie sie hier dargelegt wurden.

Die Ermittlung der Bemessungswerte aus der Kenntnis von Seegang und Wellenaufbau unter Berücksichtigung der relativen Überlaufsicherheit kann nach den Empfehlungen des Technisch-Wissenschaftlichen Beirats des KüSTEN-AUSSCHUSSES NORD- UND OSTSEE (1969) erfolgen: Als Bemessungsaufbauhöhe wird die Höhe vorgegeben, die beim Angriff von hundert Wellen nur dreimal überschritten wird.

Der Einfluß der spektralen Verteilung für so durchgeführte Bemessungen ist eindeutig. Tendenziell zeigt er sich bereits bei den hier vorgenommenen Beispielrechnungen; die Auflaufformel von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) liefert für den Vergleichswellenlauf mit den Teekmessungen höhere Werte als die Formel von HUNT (1959). Für höhere Wasserstände und eine damit verbundene zunehmende Spreizung der Höhenverteilung ergeben sich jedoch geringere Werte. Diese Tatsache ist u. a. dadurch zu erklären, daß die Beziehung von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) eine relative Überlaufsicherheit von 2 % berücksichtigt.

Tabelle 2

Deichstrecke		H_{\max}^*	$H_{1/3}$	T_{\max}	A_{th}	H_{\max}^*	$H_{1/3}$	T_{\max}	A_{th}
		$H_{1/3}$	[m]	[s]	[m]	$H_{1/3}$	[m]	[s]	[m]
Ruhwarderdeich	77,900	1,32	1,76	5,9	3,54	1,37	2,26	6,7	4,55
	78,600	1,33	1,78	5,9	3,56	1,38	2,25	6,7	4,54
	79,690	1,32	1,70	5,8	3,42	1,38	2,13	6,5	4,29
Tossenserdeich	80,400	1,32	1,92	6,2	3,67	1,37	2,48	7,0	4,71
	80,700	1,33	1,84	6,0	3,48	1,38	2,31	6,8	4,41
	80,900	1,34	1,85	6,0	3,49	1,38	2,33	6,8	4,43
Tossenser									
Einlagegrodien	81,300	1,28	0,54	3,3	1,04	1,31	0,82	4,0	1,70
	82,200	1,33	1,55	5,5	3,22	1,38	1,96	6,2	4,07
Eckwarderdeich	83,510	1,33	1,44	5,3	2,99	1,38	1,81	6,0	3,79
	84,560	1,32	1,39	5,2	2,88	1,38	1,76	5,9	3,68
Eckwarder									
Altendeich	84,950	1,33	1,36	5,2	2,85	1,38	1,72	5,8	3,57
Mundahn	86,030	1,35	1,29	5,1	2,72	1,39	1,54	5,5	3,21
	86,430	1,35	1,82	6,0	2,93	1,39	2,19	6,6	3,53
Großwürden	86,900	1,35	2,01	6,3	3,23	1,39	2,51	7,1	4,07
	87,350	1,35	1,72	5,8	2,75	1,39	2,15	6,5	3,44
Eckwarderhörne	87,710	1,34	1,78	5,9	2,84	1,39	2,24	6,7	3,62
	87,930	1,34	1,29	5,1	2,09	1,39	2,01	6,3	3,23
fiktive Größen für die Sturmflut vom 3./4. 1. 1976					fiktive Größen beim Eintreten des Bemessungswasserstandes				

* für $U = 25 \text{ m/s}$

Die hier ermittelten fiktiven maximalen Wellenauflaufhöhen sind als überschlägliche Rechenwerte anzusehen, die lediglich einen Anhalt für die Überprüfung der Deichhöhen geben können.

Dabei ist weiterhin zu berücksichtigen, daß der hier retrospektiv ermittelte fiktive Seegang nicht so steil ist wie unter Sturmflutbedingungen. Für derartige Bedingungen empfiehlt HUNT (1959) jedoch die Abminderung des Wellenaufbaus um 10–20 %, die bei der Heranziehung von maximalen Auflaufhöhen nach den hier beschriebenen Verfahren zur Überprüfung der Bestickhöhe im Hinblick auf die relative Überlauficherheit der Seedeiche angebracht erscheint.

Bedeutung der verwendeten Symbole

A	Wellenauflauf
A_{th}	fiktiver Wellenauflauf (theoretisch ermittelt)
C_E	Auflaufbeiwert zur Berücksichtigung der spektralen Breite
g	Erdbeschleunigung: $9,81 \text{ m/s}^2$
h	Wassertiefe
H	Wellenhöhe
H_m	mittlere Wellenhöhe
H_{\max}	maximale Wellenhöhe
$H_{1/3}$	signifikante Wellenhöhe; mittlere Höhe der 33 % höchsten Wellen eines Seegangsspektrums
K_{GD}	allgemeiner Dämpfungskoeffizient

n	Böschungsneigung
T	Wellenperiode
T _{max}	korrespondierende Wellenperiode zum Maximum der Energiedichte eines Seegangsspektrums
ε	spektrale Breite des Seegangsspektrums

Schriftenverzeichnis

- ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE DES KÜSTENAUSSCHUSSES NORD- UND OSTSEE. (LÜDERS, LORENZEN, FREISTADT, TRAEGER, KRAMER): Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, Jahrgang 10, Heft 1, 1962.
- BRETSCHNEIDER, C. L.: Field Investigations of Wave Energy Loss in Shallow Water Ocean Waves. Beach Erosion Board, T.M. 46, 1954.
- ERCHINGER, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 41, 1974.
- FRANZIUS, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauheckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitt. Franzius-Inst., H. 25, 1965.
- FÜHRBÖTER, A.: Über die Bedeutung des Lufternschlages für die Energieumwandlung in Brecherzonen. Mitt. Franzius-Inst., H. 36, 1971.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 40, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.: Äußere Belastungen von Seedeichen und Deckwerken. Vorabdruck aus „Seedeichbau, Theorie und Praxis“ (in Vorbereitung), 1975.
- GRÜNE, J. u. A. FÜHRBÖTER: Large Wave Channel for Full Scale – Modelling of Wave Dynamics in Surf Zones. Proc. Symp. on Modell. Techn., San Francisco, 1975.
- HASSELMANN, K., et al.: Measurements of Wind – Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Erg.-H. Dtsch. Hydrogr. Ztschr., Reihe A, Nr. 12, 1973.
- HENSEN, W.: Modellversuche über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet. Mitt. Franzius-Inst., H. 5, 1954.
- HENSEN, W.: Modellversuche zur Bestimmung des Einflusses der Form eines Seedeiches auf die Höhe des Wellenauflaufes. Mitt. Franzius-Inst., H. 7, 1955.
- HENSEN, W.: Bericht der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1966.
- 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.
- HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakwaters. Proc. ASCE, J. Waterw. a. Harb. Div. Vol. 85, WW 3, 1959.
- LÜDERS, K.: Bericht der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“ im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1966.
- METZKES, E.: Bericht über den Deichbau und den Küstenschutz in Niedersachsen nach der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1966.
- NMFELF (Niedersächsischer Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten): Erfahrungen aus den Sturmfluten vom November/Dezember 1973 und Folgerungen für die niedersächsischen Küstenschutzwerke. (Beitrag in diesem Heft.) 1976.
- PIERSON, W. J. u. L. MOSKOWITZ: A Proposed Spectral Form for Fully Developed Wind Seas Based on the Similarity Theory of S. A. Kitaigorodski. J. of Geoph. Res., Vol. 69, Nr. 24, 1964.
- SCHÜTTRUPF, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. Franzius-Inst., H. 39, 1973.
- SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 40, 1974.
- SYLVESTER, R.: Coastal Engineering. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 1974.

- TECHNICAL ADVISORY COMMITTEE ON PROTECTION AGAINST INUNDATION: Wave Run-Up and Overtopping. Government Publishing Office, Den Haag, 1974.
- TECHNISCH-WISSENSCHAFTLICHER BEIRAT DES KÜSTENAUSSCHUSSES NORD- UND OSTSEE (W. Hensen, C. Hensen, Lüders, Petersen): Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und Empfehlungen für ihre Nutzenanwendung beim Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.
- VAN OORSCHOT, J. H. u. K. D'ANGREMOND: The Effect of Wave Energy Spectra on Wave Run-Up. Proc. 11th Conf. on Coast. Eng., 1968.
- WASSERWIRTSCHAFTSAMT BRAKE: Vorläufiger Bericht über die Sturmflut vom 3. u. 4. 1. 1976. (Unveröffentlicht), 1976.
- WASSING, F.: Model Investigations of Wave Run-up on Dikes Carried out in the Netherlands during the Past Twenty Years. Proc. 6th Conf. on Coast. Eng., 1957.