

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE



3950-A-2012-0000091

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

HERAUSGEBER:
DER KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE

Heft 21 - 1971

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

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

ERCHINGER, Heie Focken, Oberbaurat, Bauamt für Küstenschutz, 298 Norden, Postfach 102; FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing., Braunschweig, Techn. Universität; GANNON, Peter J., Engineer, Trenton, N.J.; GÖHREN, Harald, Dr.-Ing., Strom- und Hafenaubau, Forschungsgruppe Neuwerk, 219 Cuxhaven, Lentzkai; HAGER, Martin, Regierungsbaudirektor, Bundesverkehrsministerium, 53 Bonn, Sternstr. 100; KEIL, Georg-Wilhelm, Dipl.-Ing., Wasserbauamt, 2212 Brunsbüttel, Alte Zentrale 4; KRAMER, Johann, Baudirektor, Wasserwirtschaftsamt, 296 Aurich, Lützowallee 20; LUCK, Günter, Dipl.-Ing., Forschungsstelle für Insel- u. Küstenschutz Norderney, 2982 Norderney, An der Mühle 4a; PETERSEN, Marcus, Dr.-Ing., Regierungsbaudirektor, Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten Schleswig-Holstein, 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 104-108; PLATE, Ulrich, Oberregierungsbaurat, 2212 Brunsbüttel, Alte Zentrale 4; RAMACHER, Heinz, Präsident, Dipl.-Ing., Wasser- und Schifffahrtsdirektion, 28 Bremen 1, Franziseck 5; SCHWARZ, Joachim, Dr.-Ing., Franzius-Institut, 3 Hannover, Nienburger Str. 4; SIEFERT, Winfried, Dr.-Ing., Strom- und Hafenaubau, Forschungsgruppe Neuwerk, 219 Cuxhaven, Lentzkai; STÜCKRATH, Timm, Dr.-Ing., 43 Essen-Borbeck, An den Quellen 15; SÜNDERMANN, Jürgen, Dr., Institut für Meereskunde der Universität Hamburg, 2 Hamburg; VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing., 2 Hamburg-Rissen, Wedeler Landstr. 153.

Die Verfasser sind für den Inhalt ihrer Aufsätze allein verantwortlich.
Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers: Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Präsident i. R. Dr.-Ing. E. h. LORENZEN, 23 Kiel, Feldstr. 251/253, Postfach 5101, gestattet.
Schriftleiter: Dr. habil. E. WOHLBERG, 225 Husum, Nissenhaus.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	IV
RAMACHER, Heinz, Präsident, Dipl.-Ing. Die Coastal Engineering Conference 1970 in Washington	1
GÖHREN, Harald, Dr.-Ing. Gegenläufige Restströmung an flachen Gezeitenmeerküsten	6
SIEFERT, Winfried, Dr.-Ing. Untersuchung des Seegangs in flachem Wasser	17
HAGER, Martin, Regierungsbaudirektor Studium von Wellenformen und Wellenkräften bei unterschiedlichen Wellenanlauf- richtungen	29
FÜHRBÖTER, A., Prof. Dr.-Ing. Über die Bedeutung des Lufteinschlages für die Energieumwandlung in Brandungs- zonen	34
VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing. und SÜNDERMANN, Jürgen, Dr. Tidewellen in schematischen Ästuarien	43
STÜCKRATH, Timm, Dr.-Ing. Die Messung von Dichteströmungen in einem idealisierten Tidemodell	51
PLATE, Ulrich, Oberregierungsbaurat und KEIL, Georg-Wilhelm, Dipl.-Ing. Sediment-Transport in einem Seeschiffahrtskanal	59
LUCK, Günter, Dipl.-Ing. Beobachtung der Sedimentbewegung mit einer Unterwasser-Fernsehanlage	66
PETERSEN, Marcus, Regierungsbaudirektor, Dr.-Ing. Leitstoffverfahren für die Bestimmung des Sandtransportes in der Brandungszone	73
SCHWARZ, Joachim, Dr.-Ing. Treibeisdruck auf Pfähle	78
SCHWARZ, Joachim, Dr.-Ing. Stand der Eisforschung 1970	86
KRAMER, Johann, Baudirektor Deichbau in Abhängigkeit von Sturmflut und Wellenwirkung an der Nordsee	89
ERCHINGER, Heie Focken, Oberbaurat Landgewinnung und Lahnungsbau im Wattgebiet	102
GANNON, Peter J., Engineer Kurzer Abriß der Geschichte der Amerikanischen Gesellschaft für Küstenschutz Übersetzt von Georg-Wilhelm KEIL	109
LUCK, Günter, Dipl.-Ing. und ERCHINGER, Heie Focken, Oberbaurat Die Exkursion „Post Conference Tour“	113

Vorwort des Herausgebers

Mit der ständigen Zunahme des Interesses der Menschen an den Problemen des Meeres allgemein und an den Küsten im besonderen sind dem Ingenieur eine Fülle von Aufgaben zugewachsen. Unter diesen Aufgaben nehmen in vielen Ländern die Forderungen des Seeverkehrs nach besseren und gesicherten Zufahrten zu den Häfen für wachsende Schiffgrößen und der Zwang zum Schutz dicht besiedelter Küstenstreifen gegen Meeresangriffe einen besonderen Raum ein. Der Ingenieur kann sich angesichts der raschen Entwicklung nicht mehr auf die „Erhaltung des Bestandes“ beschränken, sondern ist gezwungen, in das Naturgeschehen vor der Küstenlinie unmittelbar einzugreifen. Hierzu bedarf es nicht nur neuer Baumethoden, sondern vor allem einer Vertiefung der Kenntnisse von den Naturvorgängen im Küstenvorfeld, im besonderen der wirksamen Naturkräfte, ihrer Ursachen und ihrer Wirkung. Da gleiche oder ähnliche Probleme in aller Welt anstehen, ist es notwendig, daß sich die Seebauingenieure über die Grenzen ihrer Länder hinaus bemühen, mit Fachkollegen anderer Länder in Verbindung setzen und mit ihnen Kenntnisse auf technischem und wissenschaftlichem Gebiet und ihre Erfahrungen austauschen. Eine Reihe von Ingenieuren der in der internationalen Konkurrenz stehenden Baufirmen hat vielfach Gelegenheit, mit dem Ausland Kontakte zu pflegen, Bauerfahrungen in fremden Ländern zu sammeln und sie ihrer Arbeit im eigenen Land nutzbar zu machen. Auch die ingenieurwissenschaftlichen Hochschulen pflegen Kontakte mit ausländischen Instituten und Fachkollegen. Im Gegensatz dazu ist ein unmittelbarer Kontakt der planenden und gestaltenden Wasserbauingenieure der für Seeverkehr und Küstenschutz verantwortlichen Wasserbauverwaltungen in Bund und Ländern zur ausländischen Fachwelt trotz dringender Vorstellungen bisher nur in wenigen Fällen möglich gewesen. Gerade für sie ist ein enger Kontakt im Interesse der Förderung der angewandten Forschung und einer ökonomischen Arbeit dringend notwendig. Infolge der geringen Möglichkeit einer unmittelbaren Fühlungnahme mit ausländischen Kollegen war der genannte Kreis im Gegensatz zu den Kollegen anderer Länder wie Dänemark, England und Holland bisher auf das Studium von Fachzeitschriften angewiesen. Deutsche Wasserbauingenieure haben dementsprechend in wichtigen internationalen Fachveranstaltungen der „Küsteningenieure“ kaum eine Rolle gespielt. Es ist daher zu begrüßen, daß es im Jahre 1970 erstmalig gelungen ist, einen kleinen Kreis aktiver, meist junger deutscher Wasserbauingenieure zu einem wichtigen internationalen Treffen, nämlich der Tagung der Coastal Engineering Conference, nach Washington zu entsenden. Die Ingenieure der deutschen Gruppe waren nicht nur aufmerksame und aufnahmefähige Hörer, sondern boten erstmalig einige international beachtete und dem deutschen Ansehen dienende Beiträge. Über diese wird nachstehend berichtet. Der Herausgeber der „Küste“ weiß sich mit den Wasserbauverwaltungen in Bund und Ländern darin einig, daß das gute Beispiel in Washington nicht einmalig bleiben darf, sondern zu einer kontinuierlichen, für alle Beteiligten fruchtbaren Mitarbeit in der Coastal Engineering Conference führen sollte.

Die Coastal Engineering Conference 1970 in Washington

Ein Reise- und Erfahrungsbericht

Von Heinz Ramacher

„Coastal Engineering“ heißt wörtlich „Küsteningenieurwesen“. Aber dieser Begriff geht im angloamerikanischen Sprachgebrauch weiter, als die Übersetzung vermuten läßt. Coastal Engineering heißt, in dem für die Menschheit so bedeutenden Randgebiet zwischen dem festen Land und dem tiefen Meer die natürlichen Vorgänge zu erkennen und die gestaltenden Kräfte zu erforschen, um sich ihrer zu bedienen oder sie abzuwehren.

Die „International Conference on Coastal Engineering“ versammelt alle 2 Jahre Ingenieure und Wissenschaftler aus aller Welt aus den Bereichen der Küstenforschung, der Hydrologie, der angewandten Physik und Mathematik, der Biologie, des Küstenschutzes, des allgemeinen Wasserbaues und des Seebaues und anderer verwandter Sparten. Die Teilnehmer der Konferenz kommen von technischen und allgemeinen Universitäten, von Forschungsinstituten, aus der Verwaltung, von Ingenieurbüros und aus der Bauindustrie.

Die vorjährige Tagung fand vom 13. bis 18. September in Washington statt. Sie wurde ausgerichtet von der bekannten

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE)

und ihren Unterabteilungen

COASTAL ENGINEERING RESEARCH COUNCIL

WATERWAYS, HARBORS AND COASTAL ENGINEERING DIVISION

TECHNICAL COUNCIL ON OCEAN ENGINEERING

NATIONAL CAPITOL SECTION

mit Unterstützung der

AMERICAN SHORE AND BEACH PRESERVATION ASSOCIATION und der

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR HYDRAULIC RESEARCH.

Die vorletzte Tagung hatte 1968 in London stattgefunden und war von der britischen Institution of Civil Engineers ausgerichtet worden. Der Londoner Tagung waren Tokio 1966 und Lissabon 1964 vorausgegangen. Die Washingtoner Tagung war die zwölfte seit dem Bestehen der Konferenz, die unmittelbar nach dem 2. Weltkrieg ihre Arbeit aufgenommen hatte.

Die Themen der Tagung in Washington waren:

Wellen

Analyse von Wellenmessungen, Bewegungen der Wasserteilchen in Wellen, Wellen im flachen Wasser, Anwendung mathematischer Modelle auf Wellen, Wasserschwingungen in Häfen.

Bauwerke und Überlegungen zu ihrem Entwurf

Dynamik schwimmender Körper, Wellenauflauf und Wellenkräfte, Küstenschutz, feste und schwimmende Wellenbrecher, Reinhaltprobleme.

Vorgänge im Küstenvorfeld

Energien im Küstenvorfeld, Vergleich von Naturbeobachtungen und Modellversuchen, Sedimenttransport, Einmündung von Flüssen und Meeresarmen im Tidegebiet und im tidefreien Meer.

Die Themen der Konferenz waren naturgemäß auf nordamerikanische Verhältnisse abgestellt. Probleme der Wellen und ihre Auswirkung auf die Küste und auf Bauwerke, Sandwanderung an den Küsten und die Wirkung der Inlets (d. s. die Mündungen der Flüsse und

Meeresarme) sind hier von besonderer Bedeutung. Dagegen tritt die Herstellung und Unterhaltung von Tiefwasserrinnen für die Schifffahrt zurück, da die natürlichen Tiefen im allgemeinen weit in das Land hineinreichen.

Aus 20 Nationen waren etwa 300 Teilnehmer anwesend.

Insgesamt waren 179 Beiträge eingereicht worden, von denen allerdings etwa 20 infolge Umdisposition und Fernbleiben der Redner entfielen. Es wurden 3 Sitzungen (Sessions) gleichzeitig abgehalten, die jeweils von 50 bis 100 Teilnehmern besucht waren. Die Verhandlungssprache war Englisch. Die Sitzung wird von einem Chairman geleitet, der zu eröffnen, die Vortragenden und den Deputy Chairman vorzustellen, auf den Zeitablauf zu achten – gegebenenfalls mit sanftem Druck nachzuhelfen – und zu schließen hat.

Aufgabe des Beisitzers oder Deputy Chairman ist die kritische Zusammenfassung der Vorträge und die Leitung der Diskussion. Die Dauer der Vorträge war auf 10–15 Minuten begrenzt; die gleiche Zeit stand für die Diskussion zur Verfügung, auf die großer Wert gelegt wurde. Vorsitzender und Beisitzer, die durch eine „Notice to Chairmen and Deputy Chairmen“ auf ihre Aufgabe vorbereitet wurden, waren immer andere, man fand die Teilnehmer, die in der vorigen Sitzung die Leitung gehabt hatten, in der nächsten als Zuhörer wieder.

Bemerkenswert ist das starke persönliche Engagement der Teilnehmer. Wenn man annimmt, daß außer den Rednern noch viele als Chairman, Deputy Chairman und Diskussionsredner beteiligt sind, so läßt sich sagen, daß fast jeder irgendwie aktiv wird; das unterscheidet die CEC wohltuend von solchen Tagungen, wo den wenigen Aktiven eine passive „schweigende Mehrheit“ gegenübersteht.

Die Tagung bot ein lebhaftes und interessantes Bild. Der Umgangston ist nach anglo-amerikanischer Sitte freundschaftlich salopp. Das gilt auch für die Diskussionen, bei denen Meinungsverschiedenheiten sachlich ausgetragen wurden. Den Chairmen hätte man manchmal etwas mehr Energie in der Kürzung zu langer Referate gewünscht. Das war bei der Londoner Tagung 1968 besser.

Die Vorbereitung der Konferenz dauert etwa ein Jahr. Zunächst werden die Themen ausgeschrieben und Interessenten aufgefordert, Kurzfassungen von einer Schreibmaschinenseite einzureichen. Die Kurzfassungen werden einem internationalen Redaktions-Komitee vorgelegt, das aus prominenten Ingenieuren und Wissenschaftlern besteht. Wird die Kurzfassung angenommen, so ergeht an den Verfasser die Aufforderung, einen Vortragstext von etwa 4 bis 5 Seiten vorzulegen, den sogenannten „abstract“. Die Abstracts werden mit Abbildungen gedruckt und sollen den Teilnehmern einige Wochen vor der Konferenz zugestellt werden. Das ist leider in Washington wegen des schleppenden Eingangs einiger Beiträge nicht ganz gelungen, und so konnten die Abstracts erst am Eröffnungstage in Empfang genommen werden.

Der Abstract braucht und soll sich nicht genau mit dem Vortrag decken, er soll vielmehr den Zuhörer auf das Thema vorbereiten. Man erwartet, daß der Vortragende den Abstract durch spezielle Ausführungen erweitert.

Die Abstracts sind das Rohmaterial, auf dem sich der endgültige Beitrag aufbaut, der nach Beendigung der Konferenz unter Berücksichtigung der Diskussionsbeiträge verfaßt und im Abschlußbericht, den sogenannten „Proceedings“, niedergelegt wird, die etwa ein halbes Jahr später erscheinen. Seit jeher nimmt die *American Society of Civil Engineers* die Veröffentlichung der Proceedings vor.

Die Beiträge reichen von den diffizilsten mathematischen Berechnungen, die nur noch für wenige verständlich sind, über Beschreibungen und Auswertungen von Naturbeobachtungen und Modellversuchen bis zur Schilderung von geplanten und ausgeführten Bauwerken und ihrer Bewährung (die sogenannten „case histories“). Die Qualität der Vorträge war durchweg gut. Von einem einheitlichen Niveau kann man allerdings nicht sprechen; das ist bei der Vielfalt

der Themen, der weiten Skala der Probleme und der Herkunft der Vortragenden aus den verschiedenen Ländern und Erdteilen nicht verwunderlich. Man kann auch nicht sagen, daß die höchste Mathematik mit der höchsten Qualität der Aussage verbunden war. Es bestand gerade hier oft der Eindruck, daß sehr viel theoretisiert wurde. Weltbewegende neue Erkenntnisse wurden nicht geboten, aber die Konferenz war eine gute Standortbestimmung, eine Art Zwischenbilanz für das Jahr 1970, aus der Ingenieure und Wissenschaftler entnehmen können, was in der ganzen Welt an Neuem geboten wurde, wo Fortschritte zu erkennen und wo Lücken zu schließen sind. Hier zeigt sich das pragmatische Denken der Anglo-Amerikaner in gutem Sinne. Die persönliche Abstimmung ist um so wichtiger, als heutzutage die Entwicklung sehr schnell ist, das Fachbuch beim Erscheinen schon oft veraltet ist und die Fachliteratur so zersplittert ist, daß sie keiner voll aufnehmen kann.

Bei der Tagung in Washington trat zum erstenmal eine deutsche Gruppe geschlossen auf. Zwar hatten schon an der Londoner Konferenz Deutsche teilgenommen (unter ihnen auch der Verfasser), es wurde aber nur ein deutscher Vortrag gehalten, und die Deutschen wurden daher nur wenig beachtet. Den unermüdlichen Bemühungen des Vorsitzenden des Küstenausschusses, Herrn Präsident a. D. Dr.-Ing. E. h. LORENZEN, war es gelungen, für Washington eine Delegation zusammenzubringen, die zahlreiche Vorträge bot.

Die deutschen Teilnehmer waren:

Dr.-Ing. FÜHRBÖTER und Dr.-Ing. SCHWARZ von der TU Hannover,
 Dr.-Ing. GÖHREN und Dr.-Ing. SIEFERT vom Strom- und Hafenausbau Hamburg,
 BauDir. KRAMER, ORBR ERCHINGER, Dipl.-Ing. LUCK vom Land Niedersachsen,
 LRBDDir. SNUIS und RBDDir. Dr.-Ing. PETERSEN vom Land Schleswig-Holstein,
 ORR Dr.-Ing. VOLLMERS von der Bundesanstalt für Wasserbau,
 LRBDDir. RAMACHER und RBR KEIL von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes,
 Dipl.-Ing. FICKE.

Im Programm waren an deutschen Vorträgen aufgeführt:

J. KRAMER: Dike Construction Dependent on Storm Surges and Wave Action.
 H. VOLLMERS: Tidal Waves in Schematic Estuaries.
 A. FÜHRBÖTER: Air Entrainment and Energy Dissipation in Breakers.
 W. SIEFERT: Wave Investigations in Shallow Water.
 M. HAGER: Studies of Wave Forms and Wave Forces in Case of Different Approach Directions of Waves.
 J. SCHWARZ: The Pressure of Floating Ice-Fields on Piles.
 U. PLATE / G. W. KEIL: Sediment Transportation in a Sea Navigation Canal.
 G. LUCK: Observation of Sediment Motion by Underwater-Television.
 F. ERCHINGER: Land Reclamation and Groin-Building in the Tidal Flats.
 M. PETERSEN: Tracer Method for Sand Displacement Caused by Surf.
 H. GÖHREN: Rotational Tidal Currents in Shallow Coastal Water.
 Für Herrn HAGER, der leider nicht anwesend sein konnte, sprach Herr KEIL.

Die deutschen Vorträge hinterließen einen guten, einige sogar einen ausgezeichneten Eindruck. Viele wurden diskutiert, und an die meisten schlossen sich private Unterhaltungen an. Die Sprachkenntnisse der deutschen Teilnehmer waren durchschnittlich bis gut. Von guter Wirkung war Herr Dr.-Ing. FÜHRBÖTER, der auch als Chairman wirkte. Man darf wohl ohne Übertreibung sagen, daß das erste deutsche Auftreten auf der Coastal Engineering Conference gelungen ist, was sich auch in Einladungen und Bitten um weitere Kontakte äußerte.

Die Tagung dauerte von Montag, dem 13., bis Freitag, dem 18. September. Sie wurde durch eine Besichtigung des Coastal Engineering Research Center unterbrochen und fand ihren Abschluß in einer zweitägigen Exkursion.

Alle Veranstaltungen fanden im Mayflower-Hotel in Washington statt, in dem auch die meisten Teilnehmer wohnten. Das Mayflower ist ein angesehenes Haus mit mehreren Restaurants und Cafés und zahlreichen Konferenz- und Festsälen. Die Konferenz konnte stattfinden, ohne daß der Hotelbetrieb beeinträchtigt wurde, ja es fanden sogar zur gleichen Zeit weitere Konferenzen und Tagungen statt. Die Zusammenfassung der Konferenz in einem einzigen Hause erwies sich als äußerst vorteilhaft.

Die Organisation der Tagung war ausgezeichnet. Das Komitee unter der Leitung von Mr. THORNDIKE SAVILLE und das ständig besetzte Sekretariat waren freundlich und hilfsbereit.

Dem Kontakt der Teilnehmer untereinander dienten Veranstaltungen in kleinem und großem Kreise.

Bei der Eröffnung am Montagvormittag hob Mr. O'BRIEN, emeritierter Dekan des „Institute of Technology“ der Universität Berkeley, Kalifornien, und Chairman der Konferenz hervor, daß trotz der losen Organisation ein enger persönlicher Kontakt zwischen den Teilnehmern besteht, der quer durch alle Nationen und Institutionen hindurchgeht und der sich befruchtend auf den wissenschaftlichen und technischen Erfahrungsaustausch auswirkt. Das gleiche Thema klang bei dem Luncheon am gleichen Tage an, zu dem das Komitee der Konferenz Repräsentanten verschiedener Länder geladen hatte. Bei dieser Gelegenheit wurden die nächsten Konferenz-Orte festgelegt.

Es sind dies:

1972 Vancouver

1974 Kopenhagen

1976 Honolulu.

Die Anregung des Verfassers, die Konferenz des Jahres 1978 in Deutschland stattfinden zu lassen, wurde von den Niederländern unterstützt und fand Beifall.

Am Abend des ersten Tages fand eine Eröffnungsparty statt, die zum gegenseitigen Kennenlernen beitrug.

Das Luncheon am Dienstag stand im Zeichen des Corps of Engineers. Lt. Gen. CLARKE, Chief of Engineers, sprach über das Thema „Coastal Engineering and the Corps of Engineers“. Er gab einen interessanten Einblick in die Aufgaben seiner Ingenieur-Truppe, die neben den von der Army gegebenen Aufträgen die Küsten und die schiffbaren Wasserstraßen betreut.

Professor WIEGEL von der University of California in Berkeley, einer der führenden Lehrer des Seebaues in den USA, sprach beim Luncheon am Mittwoch über das Thema „The Engineering Committee on Oceanic Resources, a Forming International Body“. Er propagierte die Gründung einer internationalen Organisation (ECOR), die sich sowohl mit der wirtschaftlichen Ausnutzung des Küstenvorfeldes und der Ozeane als auch mit der Ökologie des Meeres befaßt.

Im Rahmen der Konferenz fand die Jahresversammlung der „American Shore and Beach Association“ unter Leitung von General HOLLE statt. Der Verfasser nahm durch Vermittlung von Herrn FICKE an der Versammlung teil, und es war interessant festzustellen, daß viele Probleme die gleichen sind wie bei uns.

Am Mittwochvormittag wurde das in der Nähe von Washington gelegene Coastal Engineering Research Center (CERC), das Seebaulaboratorium des Corps of Engineers, besichtigt.

Das Gesellschaftsprogramm wurde am Donnerstagabend durch ein Festbankett abgeschlossen, bei dem Herr SCHIJF, Hoofdingenieur-Directeur des Rijkswaterstaat, den Dank der Gäste aussprach.

Den Abschluß der Tagung bildete eine zweitägige Fahrt entlang der amerikanischen Küste von Washington über Cape Maye, Atlantic City, Sandy Hook nach New York, über die besonders berichtet wird.

Zwei Themen standen vom ersten bis zum letzten Tage im Hintergrund der Konferenz,

ohne daß sie in den Vortragsthemen speziell zum Ausdruck gekommen wären: die Ökologie des Meeres und die Nutzbarmachung des Meeresbodens (ocean mining and drilling). Der Umweltschutz (ecology) steht zur Zeit im Blickpunkt der Öffentlichkeit in aller Welt, und es ist nur natürlich, daß er auch die Diskussionen der Konferenz beeinflusste. Man hofft, daß die Ingenieure in dem bevorstehenden Kampf um das „Überleben der Menschheit“ eine führende Stelle einnehmen werden, nachdem ihnen – zu Recht oder Unrecht – vorgeworfen wird, zu lange im Dienste derer gestanden zu haben, die die Welt mit jedem Tag häßlicher machen. – In die Nutzbarmachung des Meeresbodens und in seine wirtschaftliche Ausnutzung setzt man in Amerika große Hoffnungen. Man denkt an eine internationale Zusammenarbeit, dies auch aus dem Grunde, um die Fragen des Umweltschutzes von vornherein mit einzubeziehen.

Gegenläufige Restströmung an flachen Gezeitenmeerküsten

Von Harald Göhren

Inhalt

1. Vorbemerkungen	6
2. Einige Strombeobachtungen im äußeren Elbmündungsgebiet	6
3. Entstehung gegenläufiger Restströmungen als Flachwassereffekt drehender Gezeitenströme	9
4. Einfluß auf Sandbewegung und Morphologie	12
5. Zusammenfassung	15
6. Schriftenverzeichnis	15

1. Vorbemerkungen

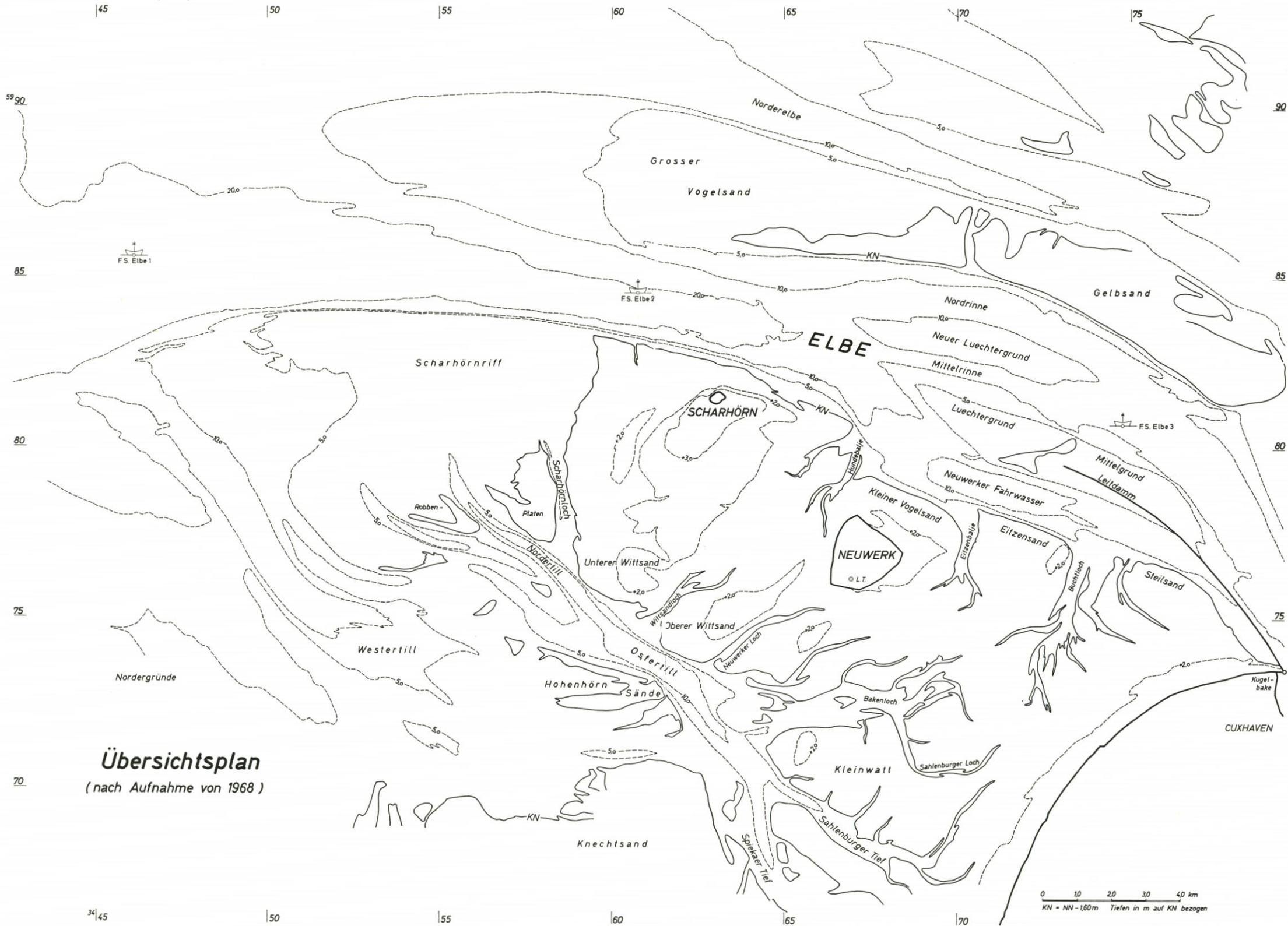
Zur 12. Coastal Engineering Conference in Washington, 1970, wurde vom Verfasser ein Beitrag unter dem Titel „Deformation of rotational tidal currents in shallow coastal water“ geliefert (10), der im wesentlichen mit der folgenden Abhandlung übereinstimmt. Diese wurde jedoch gegenüber dem Vortragspapier in einigen Punkten geändert und ergänzt, weil es angebracht erschien, für den Leserkreis der „Küste“ die Ergebnisse mehr in ihrem Bezug zu unserem Küstenraum darzustellen. Das setzt einige Kenntnisse über die Dynamik und Morphologie dieser Region voraus, die bei den Teilnehmern der internationalen Fachtagung nicht erwartet werden konnten.

2. Einige Strombeobachtungen im äußeren Elbmündungsgebiet

In einem größeren Untersuchungsprogramm, das 1963 vom Strom- und Hafengebäudeamt Hamburg zur Vorbereitung von Hafenplanungen in der Elbmündung eingeleitet wurde (15), sind u. a. umfangreiche Strommessungen durchgeführt worden. In einem Teilgebiet des Untersuchungsraumes, dem westlich des Neuwerker Watts beginnenden Flachwassergebiet Scharhörnriff und Nordergründe, zeigten die ausgewerteten Meßergebnisse recht eigenartige Strömungsverhältnisse, die mit den bisherigen Vorstellungen über die Gezeitenbewegung dieser Region nur teilweise übereinstimmten.

Abbildung 1 zeigt einen topographischen Plan des Elbmündungsgebietes. Insgesamt wurden hier von der Forschungsgruppe Neuwerk in den Jahren 1964 bis 1970 über 300 Dauerstrommessungen durchgeführt (8). Durch Einsatz eines neuartigen Wattstrommessers¹⁾, für den je nach Einsatzgebiet verschiedene Geräteträger entwickelt wurden (Abb. 2 bis 4), konnten Messungen auch in den bisher kaum erschlossenen Außenwatt- und Flachwasserzonen ausgeführt werden, für die es bis dahin keine geeigneten Dauerstrommeßgeräte gab.

¹⁾ Das Gerät wurde im Rahmen dieses Untersuchungsprogramms in Zusammenarbeit mit den Hydrowerkstätten in Kiel aus einem für die Meeresforschung gebauten Strommesser weiterentwickelt (5,7); es hat sich recht gut bewährt und wird in zunehmendem Umfang auch von anderen Untersuchungsstellen verwendet.



Übersichtsplan
(nach Aufnahme von 1968)

Abb. 1

0 10 20 30 40 km
KN = NN - 160m Tiefen in m auf KN bezogen

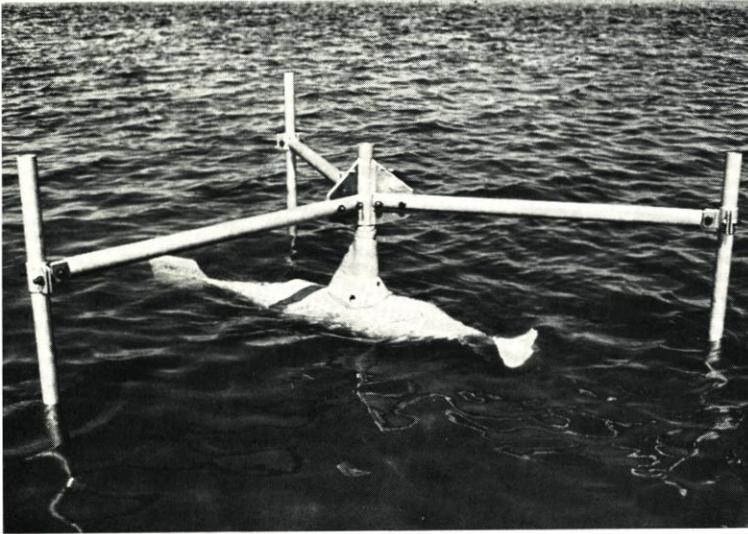


Abb. 2
Wattdauerstrommesser
mit leichtem Trag-
rahmen für die Auf-
stellung im Watt.
Meßhöhe über Grund
ca. 35 cm

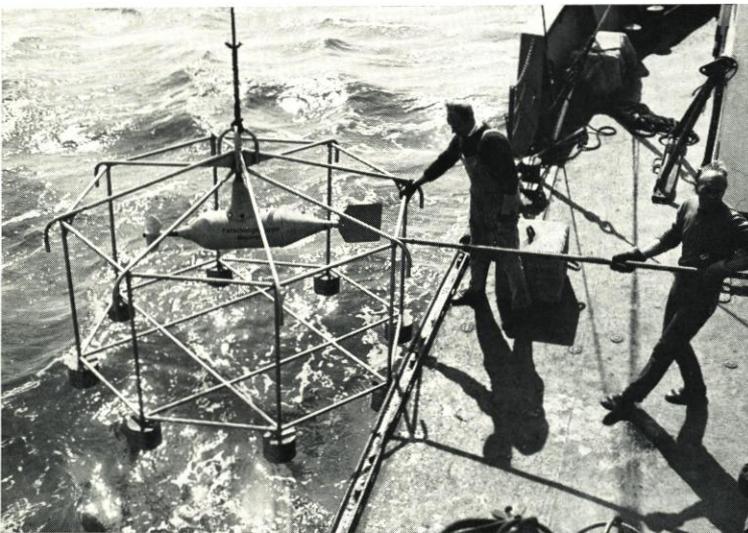


Abb. 3
Wattdauerstrommesser
mit Trägergerüst für
Flachwassergebiete und
Priele. Meßhöhe über
Grund 1,0 m

Der genannte Strömungseffekt zeigte sich besonders deutlich in dem in Abbildung 5 dargestellten Reststrombild, welches die aus den Daten errechneten Restströmungen²⁾ bei mittleren Tideverhältnissen und ohne Windeinflüsse angibt. Man erkennt auf dem äußeren Scharhörnriff einen ausgeprägten, einheitlich nach Nordost gerichteten Reststrom, dessen Intensität von der seewärtigen Station zum Watt hin stetig abnimmt. Im wattnahen Bereich des Scharhörnriffs, auf den Sandbänken der Robbenplate und im flachen Außenwatt vor der Düneninsel Scharhörn ist der Reststrom ebenso ausgeprägt, wenn auch (bedingt durch die mehr gegliederte Sohlenstruktur) in den Richtungen und Geschwindigkeiten nicht so einheitlich, nach Südwesten gerichtet. Insgesamt ergibt sich also ein Bild, das man als „gegenläufiges Reststrom-

²⁾ Der Reststrom wird hier definiert als die vektorielle Summe des Stromes in der Meßebene über eine Tide.

system“ bezeichnen könnte und dessen dynamische Ursache nicht ohne weiteres zu erkennen ist. (Es gilt strenggenommen nur für die Meßebene³⁾); es kann jedoch ohne Schwierigkeiten nachgewiesen werden [8], daß dieser Reststromverlauf qualitativ auch den volumenmäßig resultierenden Wassertransport darstellt.)

Nicht überraschend ist der nach Nordosten setzende Reststrom auf dem äußeren Riff, der sich als Teil des großräumigen Reststromsystems vor der deutschen Nordseeküste deuten läßt,



Abb. 4. Wattdauerstrommesser mit einspülbarem Tragpfahl für Flachwassergebiete, ausgelegt für stärkere Beanspruchung durch Brandung. Meßhöhe über Grund 1,0 m

54.66, der rechtsdrehenden elliptischen Strom anzeigt. Bei den Stationen im flachen Wasser vor dem Watt (55 und 56.66) herrscht zur Niedrigwasserzeit alternierender Strom, während um Hochwasser Stromdrehung mit gleichem Drehsinn zu erkennen ist. Die Wattpositionen 8 und 11.65 zeigen schließlich an den Richtungsganglinien, daß hier in der Überflutungsphase immer

welches wohl erstmals von WENDICKE (19) beobachtet und beschrieben wurde und später in zahlreichen Forschungsarbeiten bestätigt worden ist, insbesondere von KRÜGER (14), BÖHNECKE (1) und GOEDECKE (6). Anzumerken ist aber, daß über die hydrodynamische Ursache des beherrschenden linksdrehenden Reststromwirbels in der südöstlichen Nordsee recht unterschiedliche Auffassungen bestehen.

Die südwestlich gerichtete Restströmung auf dem inneren Scharhörnriff, wie sie sich in Abbildung 5 darstellt, läßt sich jedoch nicht mehr in das großräumige Reststromsystem einordnen; sie ist andererseits durch so zahlreiche, räumlich und auch zeitlich auseinanderliegende Messungen nachgewiesen, daß an ihrer Existenz nicht gezweifelt werden kann und daß auch örtliche topographische Einflüsse als Ursache ausgeschlossen werden müssen.

In Abbildung 6 sind für einige der Meßpositionen Ausschnitte gezeichneter Geschwindigkeits- und Richtungsganglinien dargestellt, die einen Einblick in den Gezeitenstromablauf geben. Die Stationen sind in Abbildung 5 bezeichnet. Es erweist sich, daß die gesamte Region durch eine Drehstrombewegung⁴⁾ geprägt ist. Charakteristisch dafür ist der Ganglinienverlauf in den äußeren Positionen 6.64 und

³⁾ 3,5 m über der Sohle auf den äußeren Stationen, 1,0 m über Sohle in der wattnahen Flachwasserzone, 0,35 m über Sohle im Watt.

⁴⁾ Drehströmungen entstehen in drehenden Gezeitenwellen (Amphiedromien), die sowohl in den Ozeanen als auch in vielen Nebenmeeren beobachtet werden und die durch Überlagerung von Längs- und Querschwingungen wie auch durch den Einfluß der Corioliskraft erzeugt werden (DIETRICH, Allgemeine Meereskunde, S. 325 ff). Die Gezeitenwellen der Nordsee werden besonders durch den Corioliseffekt zu Amphiedromien verformt (3).

noch eine in der Tendenz gleiche Richtungsänderung der Strömung besteht. Die Geschwindigkeitsganglinien dieser beiden Stationen entsprechen im übrigen kaum noch den gewohnten Vorstellungen von Gezeitenströmungen.

Abbildung 6 zeigt insgesamt, daß der Einfluß der Drehströmung in dem betrachteten Raum⁵⁾ von vorherrschender Bedeutung und bis ins Randwatt hinein vorhanden ist. Noch deutlicher wird dies in Abbildung 7, in der die Meßergebnisse der gleichen Stationen in Form progressiver Vektordiagramme⁶⁾ aufgetragen sind. Es ergeben sich charakteristische spiral- und girlandenförmige Figuren, die in ihrer harmonischen Form auf eine Gesetzmäßigkeit schließen lassen, welche kaum nur eine regionale Ursache und Bedeutung haben kann.

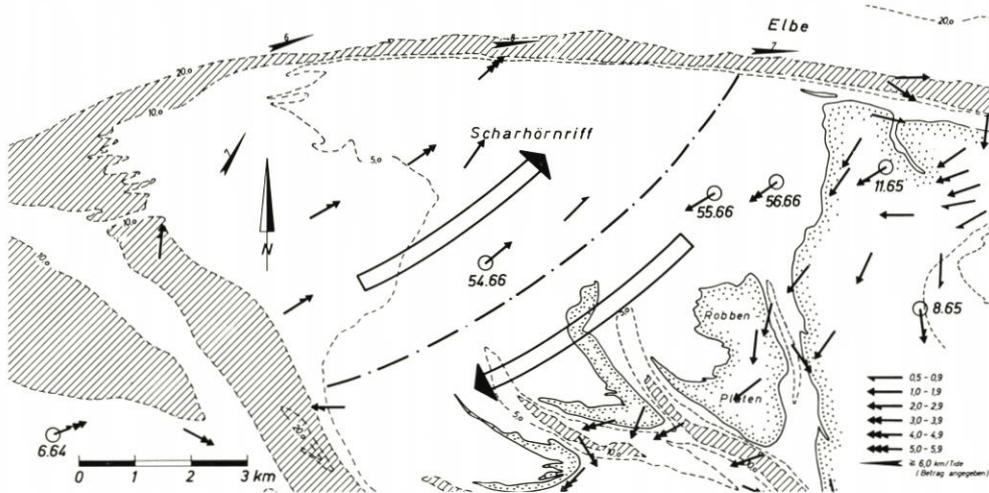


Abb. 5. Gegenläufige Restströmungen im Watt- und Flachwassergebiet westlich von Scharhörnriff

3. Entstehung gegenläufiger Restströmungen als Flachwassereffekt drehender Gezeitenströme

Die progressiven Vektordiagramme in Abbildung 7 zeigen, daß die spiralförmigen Bahnen der äußeren Stationen als symmetrische Ellipsenströmungen mit einer überlagerten stetigen Nordostströmung aufgefaßt werden können. In den wattnahen Positionen setzt sich offensichtlich nur zur Hochwasserzeit die Drehbewegung durch, während erster Flut- und letzter Ebbestrom als Gefälleströmung alternierenden Charakter haben. Dies führt zu einer plausiblen Erklärung des beobachteten Effektes gegenläufiger Restströmungen, der in Abbildung 8 in schematischer Form dargestellt ist. Ausgang sei eine symmetrische Drehströmung in tiefem

⁵⁾ Es ist bemerkenswert, daß es sich hier um einen rechtsdrehenden Strom handelt, der sich südlich bis in die Wesermündung fortsetzt, im Gegensatz zu den linksdrehenden Strömungen des ost- und nordfriesischen Küstenraumes (13, 16, 17, 18, 19).

⁶⁾ Geschwindigkeiten und Richtungen aller in konstanten Abständen durchgeführten Messungen sind als Vektoren aneinandergereiht (vgl. auch 13). Die Diagramme in Abb. 7 sind durch einen Zeichenautomaten aufgetragen. Durch das kleine Meßwertintervall von 5 Minuten werden glatte und stetige Kurven erhalten. Unter idealisierten Bedingungen – gleicher Strömungsverlauf in einer weiten Umgebung des Meßpunktes – stellt das progressive Vektordiagramm die Bahn eines Wasserteilchens in der Meßebe dar und kann daher auch als ideale Strombahn bezeichnet werden.

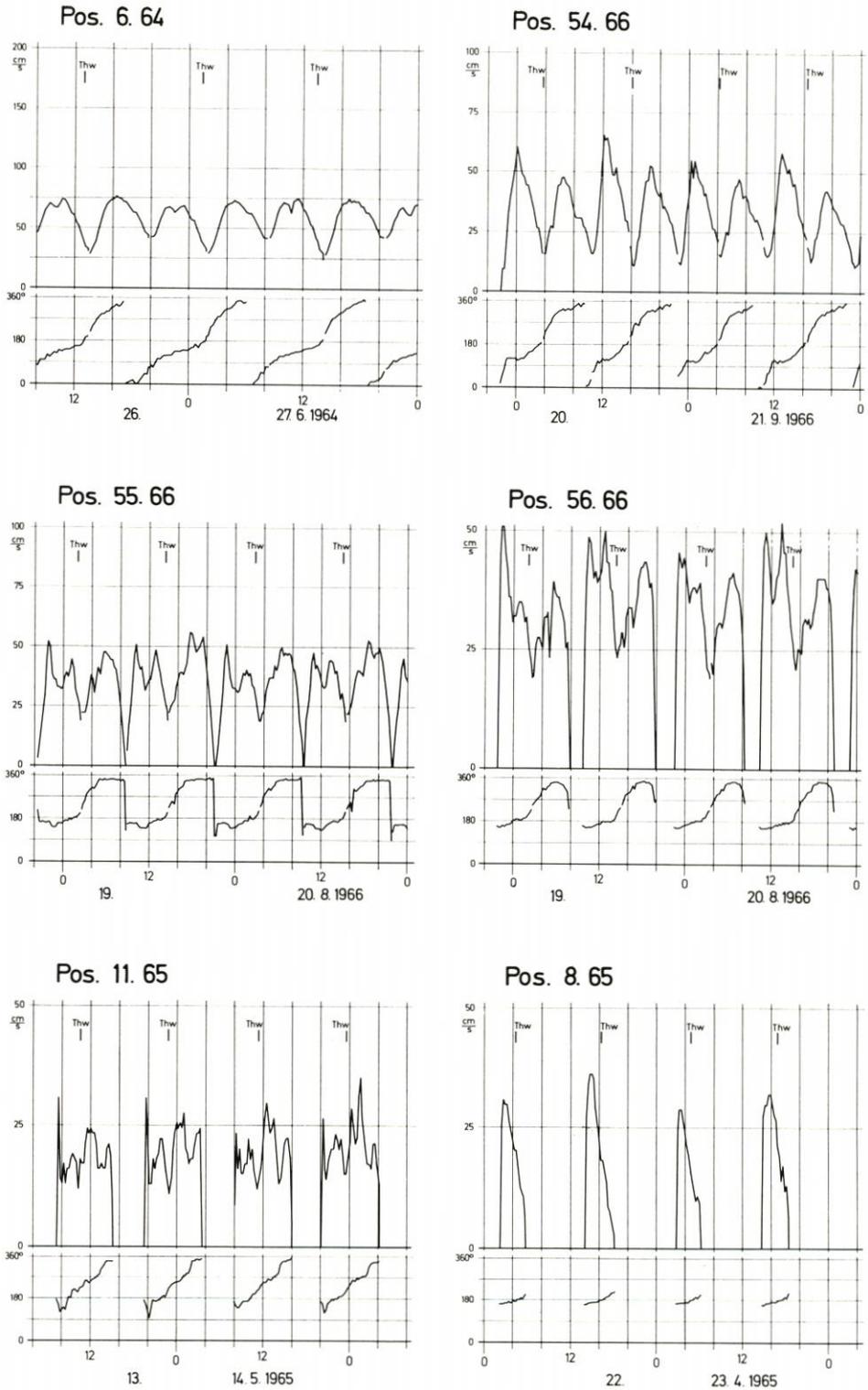


Abb. 6. Strömungsverlauf an einigen Meßpositionen vor Scharhörn (Lage der Meßstellen s. Abb. 5)

Wasser vor einer flachen Küste. Symmetrisch soll heißen, daß sich das progressive Vektor-
diagramm nach einer vollen Tide schließt. Unter der Voraussetzung, daß sich die Drehschwin-
gung bis in das bei Niedrigwasser trockenfallende Watt fortsetzt (was durch die oben behan-
delten Messungen bestätigt wird), ergibt sich hier zwangsläufig ein Reststrom etwa in der
Richtung des Tidestromes, der zur Hochwasserzeit vorherrscht. In der Wattrandzone und im
flachen Wasser vor dem Watt prägt sich die Drehschwingung ebenfalls nur um die Hochwasser-
zeit aus, bei geringen Wassertiefen, zur Zeit des Tnw, wird sie durch Reibungseinflüsse gestört
und durch Gefälleströmungen überlagert. Die aus den polaren Diagrammen (Stromrosen) nach

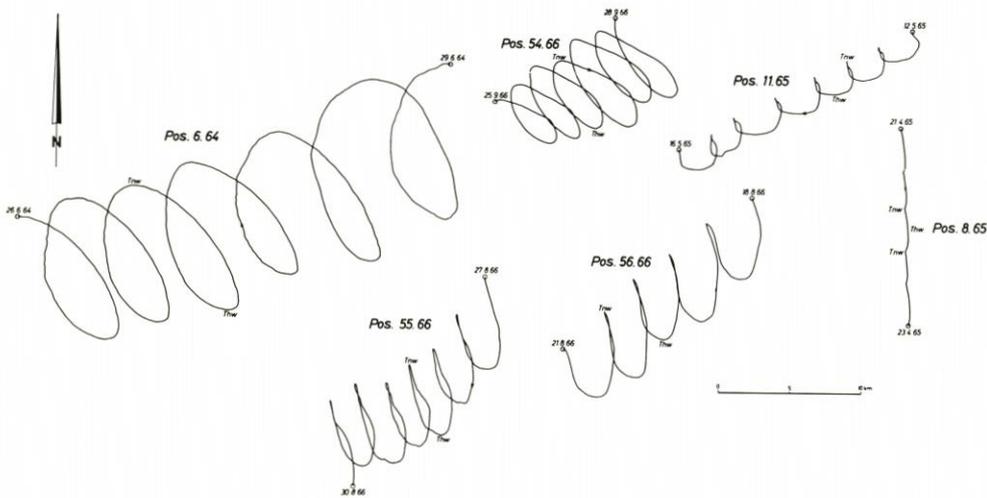


Abb. 7. Ideelle Strombahnen nach Dauerstrommessungen im Scharhörner Außenwatt und auf dem Scharhörneriff (Lage der Stationen s. Abb. 5)

dieser Deutung abzuleitenden progressiven Vektordiagramme in Abbildung 8 zeigen genau die
Girlandenform, wie sie sich aus den Messungen ergeben hat.

In der Zone zwischen dem Tiefwasserbereich (ungestörte Drehströmung) und dem Flach-
wassergebiet mit gestörter Drehströmung läßt sich nun ohne Schwierigkeiten eine entgegen-
gesetzte Reststromtendenz herleiten. Zum einen – wenn man davon ausgeht, es seien hier die
Geschwindigkeiten einer Meßebeane dargestellt – muß sich der (küstenparallele) Strom um
Niedrigwasser verstärken, weil viel geringere Wassertiefen vorhanden sind als zur Thw-Zeit,
der Durchflußquerschnitt somit eingeschränkt ist. Hinzu kommt aber noch ein echter Transport
in gleicher Richtung, denn aus Gründen der Kontinuität muß der resultierende Strom im
Randwatt- und Flachwasserbereich durch einen entgegengesetzten Strom ausgeglichen werden,
der sich auf diese Zwischenzone konzentrieren wird. Mit anderen Worten und angewandt auf
das Gebiet vor Scharhörn: Das während jeder Hochwasserphase im Randwatt nach Südwesten
transportierte Wasser muß irgendwo in entgegengesetzter Richtung wieder abgeführt werden,
vermutlich im äußeren Riffgebiet.

Daraus folgt insgesamt, daß bei drehenden Gezeitenströmungen vor sehr flachen Küsten
(denn nur dort kann sich dieser Effekt einstellen) in der Küstenzone gegenläufige Restströ-
mungen zu erwarten sind, wenn die gegebene Deutung zutrifft. Sie müßten somit auch in anderen
Bereichen unserer Nordseeküste vorhanden sein, wo die morphologischen und hydrodynamischen
Bedingungen ähnlich sind. Leider gibt es keinerlei brauchbare Strombeobachtungen, um
das nachzuweisen, weil die Außenwattgebiete und die vorliegenden Flachwasserzonen bisher

mangels geeigneter Meßgeräte (s. o.) kaum untersucht sind⁷⁾. Einige Einzelmessungen, die von der Forschungsgruppe Neuwerk im Jahre 1969 im Außenwatt vor Knechtsand und Trischen durchgeführt wurden, bestätigten aber bereits, daß auch hier ähnliche Strömungseffekte vorhanden sind. Abbildung 9 enthält Ausschnitte zweier Messungen, die den gleichen charakteristischen Richtungsverlauf aufweisen wie die Stationsmessungen 55 und 56.65 vor Scharhörn.

Abschließend sei noch bemerkt, daß die versuchte Deutung des in der Elbemündung beobachteten gegenläufigen Reststromsystems in dieser einfachen und mehr anschaulichen Form

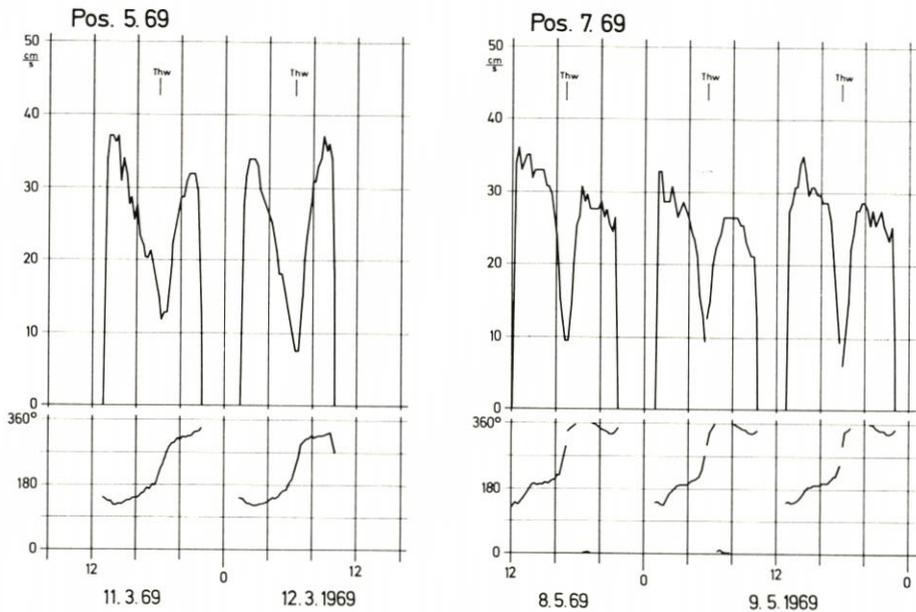


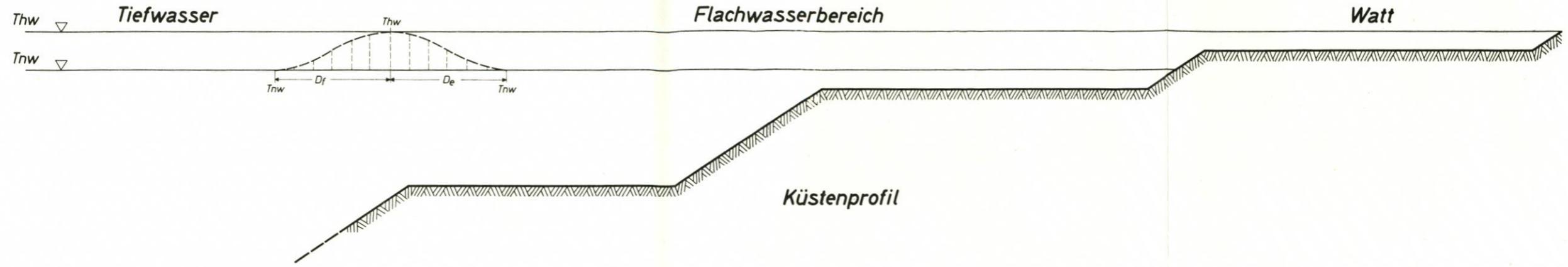
Abb. 9. Strömungsverlauf in den Außenwattgebieten von Trischen (linke Darstellung) und Knechtsand (rechte Darstellung)

noch kaum Beweiskraft haben kann und sowohl von der theoretischen Seite als auch – wie oben bereits erwähnt – durch Beobachtungen weiterer Erhärtung bedarf. Das Phänomen als solches für das Untersuchungsgebiet ist aber unzweifelhaft, daß es auch an anderen Küstenabschnitten maßgebend sein kann, nach Auffassung des Verfassers sehr wahrscheinlich.

4. Einfluß auf Sandbewegung und Morphologie

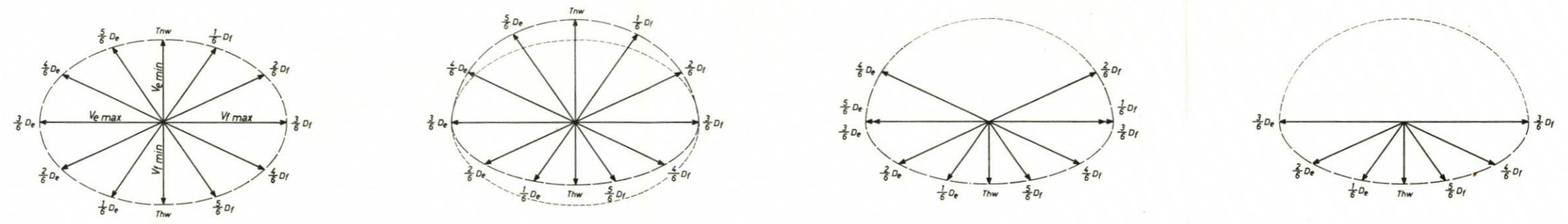
Die oben dargestellten Untersuchungsergebnisse werfen die Frage auf, ob und mit welcher Tendenz Sandtransport und Küstenmorphologie durch solche gegenläufigen Restströmungen beeinflusst werden. Sie ist nicht ohne weiteres zu beantworten, denn man kann aus dem Vorhandensein einer Restströmung zunächst noch nicht auf eine gleichgerichtete Materialbewegung

⁷⁾ Eine von H. ROHDE (2) bearbeitete Zusammenstellung aller Strommessungen der Nachkriegszeit an der deutschen Nordseeküste zeigt, daß sich die recht umfangreichen Stationsmessungen vor allem auf die Ästuarien und Wattinnen sowie einige geschützte Wattzonen konzentrieren, während Außenwattgebiete, vorgelagerte Platen und Bänke sowie der gesamte Flachwasserbereich bis fast zur 10-m-Tiefenlinie noch kaum in dieser Richtung erforscht sind.

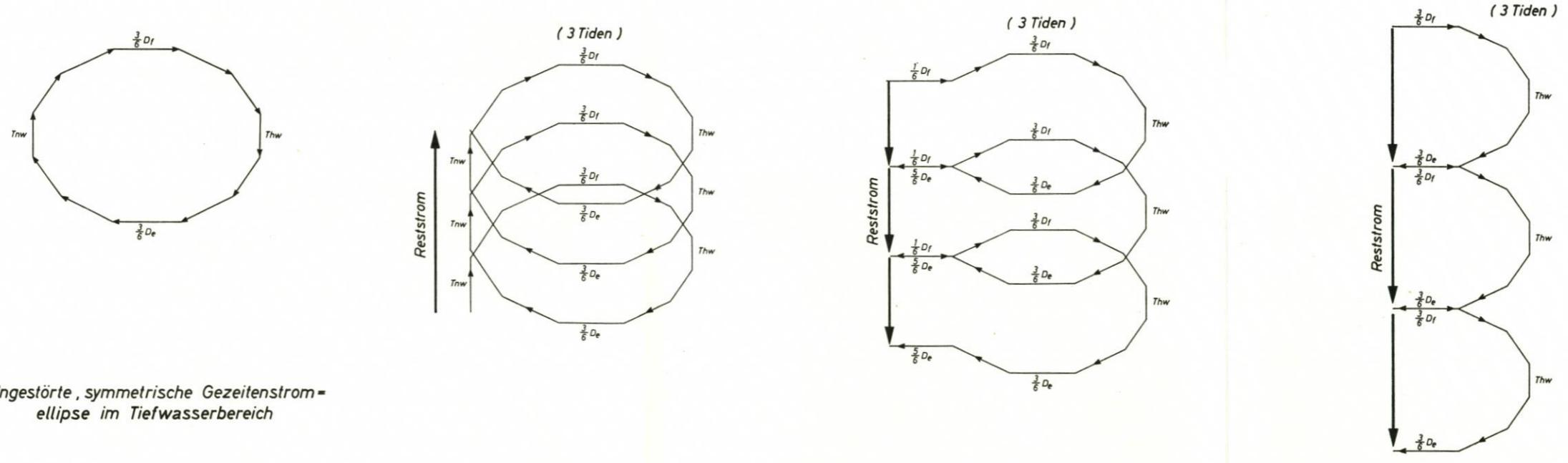


Küstenprofil

Stromvektoren (polares Diagramm)



Stromvektoren (progressives Diagramm)



Ungestörte, symmetrische Gezeitenstrom-ellipse im Tiefwasserbereich

Verformungen der Gezeitenstromellipse im Flachwasserbereich

Abb. 8. Verformung drehender Gezeitenströmungen in flachen Küstengewässern (schematisch)

schließen. Daher kann diese Frage hier auch wieder nur beispielhaft für das Gebiet vor Scharhorn geklärt werden, für das weitere Beobachtungsergebnisse vorliegen.

In einem vom äußeren Scharhörnriff auf das Watt verlaufenden Profil wurden an 5 Stellen Messungen mit Luminophoren durchgeführt (9). Abbildung 10 zeigt die gefundenen Materialausbreitungen, wie sie sich aus den Konzentrationsverteilungen ergeben. Trotz der durch die Richtungsvariabilität der Strömungen (vgl. Abb. 6) bedingten weiten Streuung sind eindeutig die vorherrschenden oder resultierenden Transportrichtungen zu erkennen, die überraschend gut mit dem Reststrombild in Abbildung 5 übereinstimmen. Auf dem äußeren Scharhörnriff wandert der Sand nordöstlich bis östlich, im Scharhörner Außenwatt dagegen südlich. An der dazwischenliegenden Meßstelle (die etwa in der Grenzlinie des gegenläufigen Reststromsystems)

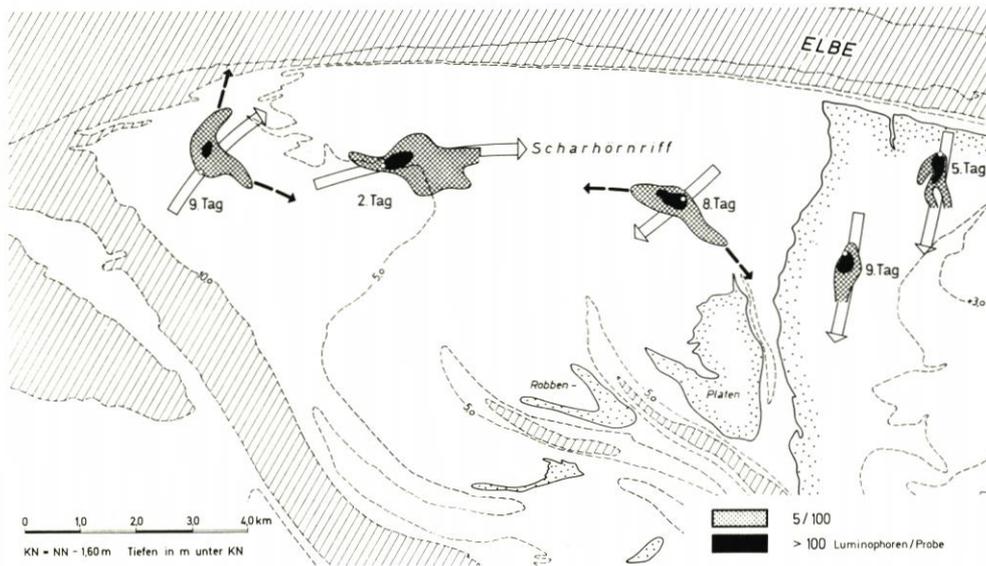


Abb. 10. Sandbewegung im Scharhörner Außenwatt und auf dem Scharhörnriff nach durchgeführten Leitstoffmessungen (Anm.: Konzentrationsverteilungen gegenüber Kartenmaßstab 2,5fach vergrößert)

liegt) ist die Bewegung etwas indifferent, die Resultierende beider Ausbreitungsungen weist jedoch nach Südwesten.

Die durchgeführten Leitstoffmessungen beweisen, daß in diesem Gebiet eine der gegenläufigen Restströmung etwa gleichgerichtete Materialbewegung stattfindet, wobei das Ergebnis zunächst auf die meteorologisch ungestörte Gezeitenbewegung eingeschränkt werden muß. Daß in einem so exponierten Küstenabschnitt unter Starkwindeinfluß durch Seegang, Brandung und Triftströmungen andere Materialbewegungen entstehen (7), liegt auf der Hand, ist im Rahmen dieses Beitrags jedoch nicht weiter zu behandeln.

Dafür soll noch auf einen interessanten Aspekt der morphologischen Küstengestaltung hingewiesen werden. Bereits in Abschnitt 3 wurde ausgeführt, daß auch vor Trischen und Knechtsand ähnliche gegenläufige Restströmungen zu vermuten sind. Betrachtet man die Topographie dieser drei Regionen (Abb. 11), so fallen gewisse Ähnlichkeiten auf. Wie bei Scharhorn liegen auch bei Trischen und Knechtsand vor dem Watt mehrere Sandbänke, die sich staffelförmig nach Südwesten vorbauen. Die südlich der drei Wattkomplexe liegenden großen Wattströme (Neufahrwasser bei der Marner Plate, Till südlich des Neuwerker Watts und Robinsbalje im Knechtsandgebiet), die innerhalb der Watten etwa nach Nordwesten verlaufen, schwenken im

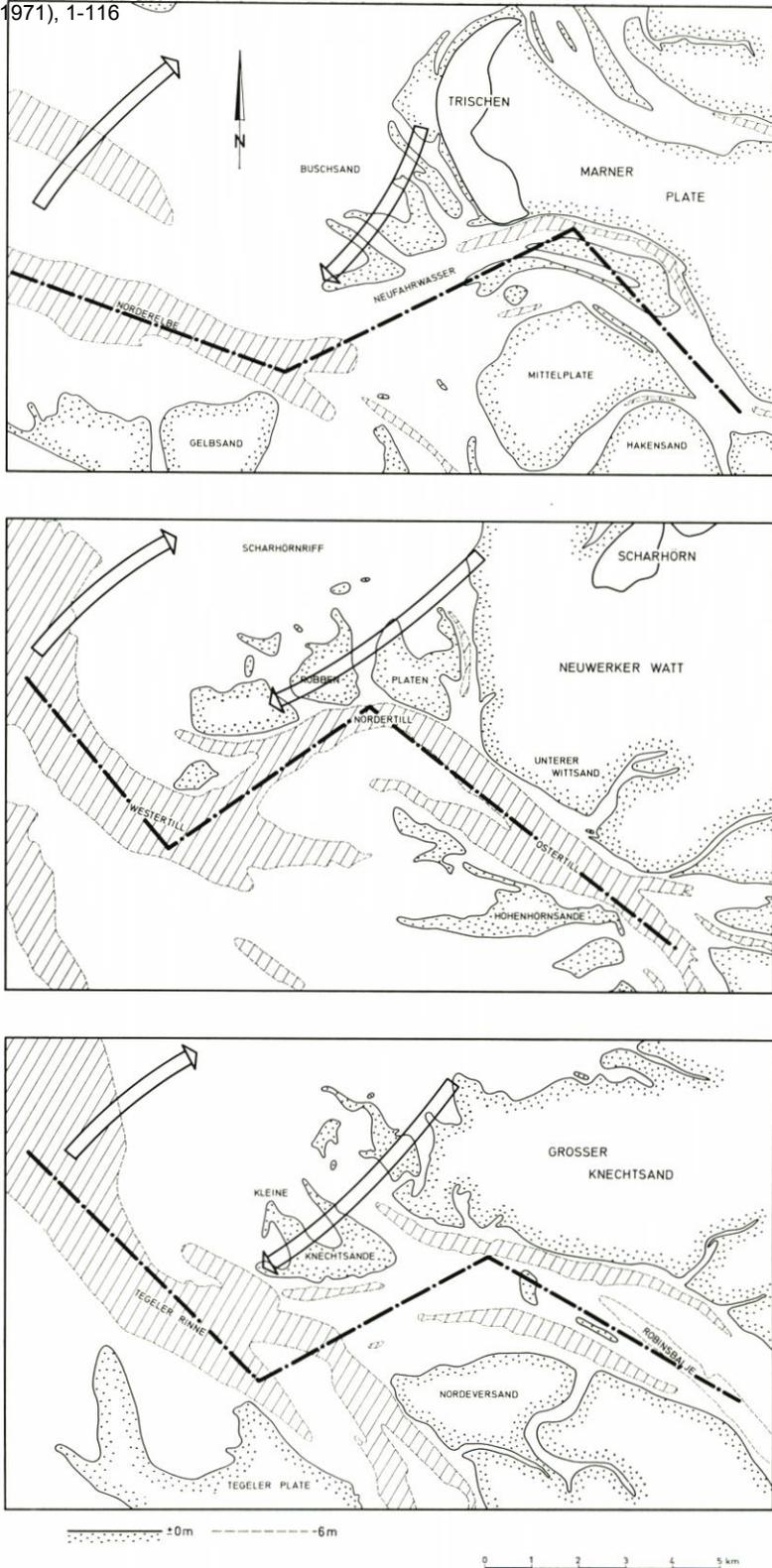


Abb. 11. Morphologie der Küstengebiete um Trischen, Scharhorn und Knechtsand (nach Seekarten Nr. 2 und 138 von 1959). Die eingezeichneten Pfeile stellen das System gegenläufiger Restströmungen dar

Bereich der Sandbänke nach Südwesten, um weiter seewärts wieder die alte nordwestliche Richtung einzuschlagen. Man gewinnt unwillkürlich den Eindruck, als würden die Wattströme durch die Sandbänke nach Südwesten abgedrängt.

Die Ähnlichkeit der morphologischen Formen bei gleichartigen hydrodynamischen Vorgängen läßt darauf schließen, daß hier Zusammenhänge bestehen. Die vorgelagerten Sandbänke lassen sich als Akkumulationsgebiete im Schnittpunkt der von Westen kommenden Brandungskräfte, des südwestlich gerichteten wattnahen Reststromes und der Südost-Nordwest gerichteten Prielströmungen deuten. Dies stellt jedoch nicht mehr als eine Hypothese dar und bedürfte weiterer Beweise, die bei dem komplexen Wechselspiel zwischen hydrodynamischen Kräften, Sandtransport und Sohlenformation nicht leicht zu gewinnen sind.

5. Zusammenfassung

Strombeobachtungen im Gebiet der Elbemündung ergaben, daß im Watt- und Flachwassergebiet westlich von Scharhörn ein bemerkenswertes System gegenläufiger Restströmungen vorhanden ist. Der Reststrom setzt im äußeren Abschnitt dieser Flachwasserregion nach Nordosten – in Übereinstimmung mit früheren Beobachtungen – weiter küstenwärts, auf den vorgelagerten Sandbänken und im Randwatt in entgegengesetzter Richtung, nach Südwesten.

Die Gezeitenbewegung ist durch Drehströmungen gekennzeichnet, die bis ins Randwatt hinein wirksam sind. Aus der zunehmenden Störung der Drehschwingung mit abnehmender Wassertiefe ergibt sich eine plausible Erklärung für die Ursache der beobachteten gegenläufigen Restströmung.

Es ist zu vermuten und kann bereits durch Messungen aus den Wattgebieten vor Trischen und Knechtsand erhärtet werden, daß dieser Effekt auch in anderen Küstengebieten mit ähnlichen hydrodynamischen und morphologischen Verhältnissen auftritt.

Leitstoffmessungen im Gebiet des Scharhörnriffs ergaben, daß hier eine dem gegenläufigen Reststrom etwa gleichgerichtete Sandbewegung vorhanden ist. Die besondere morphologische Prägung der Flachwasserregion südwestlich von Scharhörn, die in sehr ähnlicher Form auch vor dem Knechtsand und vor Trischen zu finden ist, läßt darauf schließen, daß das gegenläufige Reststromsystem auch küstenmorphologisch von Bedeutung ist.

6. Schriftenverzeichnis

1. BÖHNECKE, G.: Salzgehalt und Strömungen der Nordsee. Veröff. Inst. Meereskunde. N. F. A. 10, Berlin (1922).
2. BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU – AUSSENSTELLE KÜSTE: Strömungsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste 1948–1968. Unveröff. Bericht, Hamburg (1969).
3. DEFANT, A.: Grundlagen einer Theorie der Nordseegezeiten. Ann. d. Hydrogr. u. mar. Meteorol. 51 (1923).
4. DIETRICH, G., KALLE, H.: Allgemeine Meereskunde. Berlin, Gebrüder Bornträger (1957).
5. DIETRICH, G., SIEDLER, G.: Ein neuer Dauerstrommesser. Kieler Meeresforschung 1 (1963).
6. GOEDECKE, E.: Beiträge zur Hydrographie der Konvergenz der Deutschen Bucht. Ann. d. Hydrogr. u. mar. Meteorol. 69 (1941).
7. GÖHREN, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitt. Franzius-Inst. 30 (1968).
8. GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforsch. 6 (1969).
9. GÖHREN, H.: Untersuchungen mit fluoreszierenden Leitstoffen im südlichen Außenelbegebiet. Hamburger Küstenforsch. 10 (1969).
10. GÖHREN, H.: Deformation of rotational tidal currents in shallow coastal water. Proc. CEC Washington (1970).

11. HANSEN, W.: Gezeiten und Gezeitenströme der halbtägigen Hauptmondtide M_2 in der Nordsee. DHZ 1 (1952).
12. HENSEN, W.: Die Entwicklung der Fahrwasserverhältnisse in der Außenelbe. Jb. Hafenbau-techn. Ges. 18 (1939/40).
13. KNOP, F.: Untersuchungen über Gezeitenbewegung und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten. Mitt. Leichtweiß-Inst. Braunschweig 1 (1961).
14. KRÜGER, W.: Meer und Küste bei Wangeroog und die Kräfte, die auf ihre Gestaltung einwirken. Bauwesen (1911).
15. LAUCHT, H.: Ursachen und Ziele der Hamburger Küstenforschung. Hamb. Küstenforsch. 1 (1968).
16. NEUMANN, H., MEIER, C.: Die Oberflächenströme in der Deutschen Bucht. DHZ 17 (1964).
17. SCHUMACHER, A., THORADE, H.: Die Gezeiten der Sylter Gewässer nach den Beobachtungen im August 1921. Arch. Deutsche Seewarte 41 (1923) 2. I. Die Gezeitenströmungen.
18. THORADE, H.: Gezeitenuntersuchungen in der Deutschen Bucht der Nordsee. Arch. Deutsche Seewarte 46 (1928) 3.
19. WENDICKE, F.: Hydrographisch-biologische Untersuchungen auf den Feuerschiffen der Nordsee. Die hydrographischen Ergebnisse. Veröff. Inst. Meereskde. Berlin N.F. 3 (1913).

Untersuchung des Seegangs in flachem Wasser

Von Winfried Siefert

Inhalt

Symbol-Verzeichnis	17
I. Meßprogramm	17
II. Auswertung	19
III. Seegang auf dem flachen Watt	
A. Vergleich von kennzeichnenden Seegangsgrößen vor und auf dem Watt	21
B. Höhen- und Perioden-Verteilungen	22
C. Wellenhöhen	24
IV. Zusammenfassung	27
V. Schrifttum	28

Symbol-Verzeichnis

$C_{1/3}$	Umrechnungsfaktor = $\frac{H_{1/3}}{\bar{H}}$
$C_{1/10}$	Umrechnungsfaktor = $\frac{H_{1/10}}{\bar{H}}$
$C\tau$	Umrechnungsfaktor = $\frac{T_{H1/3}}{\bar{T}}$
d	Wassertiefe
\bar{H}	Mittlere Wellenhöhe der Nulldurchgangs-Wellen (zero-crossing waves)
\bar{H}_{max}	Maximale mittlere Wellenhöhe
$H_{1/3}$	Kennzeichnende Wellenhöhe = Mittel der 33 % höchsten Nulldurchgangs-Wellen
$H_{1/10}$	Mittel der 10 % höchsten Nulldurchgangs-Wellen
H_{max}	Höchste Einzelwelle im Verlauf einer Tide
\bar{T}	Mittlere Wellenperiode der Nulldurchgangs-Wellen
$T_{H1/3}$	Mittlere Periode der 33 % höchsten Nulldurchgangs-Wellen (d. h. der kennzeichnenden Wellenhöhe)
η	Normierte Wellenhöhe; $\eta = \frac{H}{\bar{H}}$
τ	Normierte Wellenperiode; $\tau = \frac{T}{\bar{T}}$

I. Meßprogramm

Im Rahmen eines allgemeinen Forschungsprogrammes zur Untersuchung der hydrologischen, hydrodynamischen und morphologischen Verhältnisse und Veränderungen in der Elbemündung werden seit 1963 auch Seegangsmessungen angestellt (3). Da bisher der Seegangsmessung im unmittelbaren Küstenvorfeld – zumindest in Deutschland – nur geringe Beachtung geschenkt worden war, standen zur Bestimmung des Seegangs im Gebiet der Elbemündung vor Beginn dieses Meßprogramms keine Unterlagen zur Verfügung. Auch das vorliegende Schrift-



Abb. 1. Seegangsmessstationen im Elbmündungsgebiet

tum enthält kaum Angaben über Seegangsverhältnisse in morphologisch stark gegliederten Gebieten vor der Küste (2, 9, 11). So wurde es erforderlich, ein Programm zu entwickeln, das den besonderen Gegebenheiten gerecht wird. Es umfaßt Messungen an nunmehr 18 Stationen. Davon liegen drei in der Außenelbe und zwei in der Unterelbe, die übrigen auf dem flachen Watt oder am Rande des Watts (Abb. 1).

9 Meßstationen bestehen aus eingespülten Standrohren, an denen Schwimmerrohre befestigt sind, die die Meßgeräte tragen (Abb. 2). Es sind Geräte, die nach dem Prinzip von WEMELSFELDER den Wellenhub integrieren, der von Schwimmern übertragen wird, und in bestimmten Abständen Daueraufzeichnungen von 2 bis 5 Min. Länge machen. 5 Stationen auf dem Watt arbeiten mit Geräten, die von GÖHREN (1) entwickelt wurden und in Abständen von 1 Std. Zähler abfotografieren, auf denen Wellenhub und Wellenzahl registriert werden (Abb. 3). Messungen an 4 weiteren Stationen wurden inzwischen abgeschlossen*).

II. Auswertung

Aufzeichnungen mit schnellem Papieranschub geben Aufschluß über die Wellenhöhen und -perioden und damit nur über einen Teil der den Seegang kennzeichnenden Größen, da Wellenlänge, -fortschrittsrichtung und -geschwindigkeit nicht erfaßt werden. Erwähnt sei dazu, daß die letzteren aus Radar- und Luftbildern ermittelt werden können, wobei dann aber die Angaben über Höhen und Perioden fehlen. Untersuchungen zur Kopplung der Ergebnisse von Luftbildern und Schwimmerregistrierungen, um neben dem Höhen- und Frequenz- auch das Richtungsspektrum zu erfassen, brachten bisher keine befriedigenden Ergebnisse.

Die Registrierungen der Meßgeräte werden, wie heute allgemein üblich, nach mittleren Werten \bar{H} und \bar{T} der Nulldurchgangs-Wellen (zero-crossing waves) ausgewertet. Hinzu kommen die kennzeichnenden Seegangsgößen $H_{1/3}$, $T_{H1/3}$, $H_{1/10}$, H_{\max} usw. Es ist bekannt, daß die Aussagekraft von Wellenkennwerten wie etwa der mittleren oder einer kennzeichnenden Wellenhöhe begrenzt ist. Sie erweist sich jedoch auch in einem Gebiet mit starken Tiefenänderungen als übersichtlich und brauchbar, um dem Ingenieur einen Eindruck von dem Seegang im Untersuchungsgebiet zu vermitteln, so daß auf die Berechnung von Energiespektren verzichtet werden kann zugunsten der Auswertung nach kennzeichnenden Wellengrößen. Für mögliche Bauplanungen sind ohnehin statistische Aufstellungen repräsentativer Kennwerte wie



Abb. 2. Station Scharhörnriff (SR)

*) Eine ausführliche Arbeit über die Seegangsmessungen der Forschungsgruppe Neuwerk ist in Heft 18 der Schriftenreihe „Hamburger Küstenforschung“ erschienen.

mittlere, kennzeichnende und maximale Wellenhöhe und -periode wichtiger als Spektralanalysen.

In ein Gebiet laufen fast immer mehrere Wellensysteme zugleich aus verschiedenen Richtungen ein und überlagern sich. Diese Systeme können je nach Entstehung und Alter sehr verschiedene Höhen und Perioden haben. GAUSSsche Normalverteilung wie bei den theoretischen Ansätzen von CARTWRIGHT und LONGUET-HIGGINS oder RAYLEIGH-Verteilung für ein sehr schmales Wellenspektrum sind dabei nur selten vorhanden. Bei der Überlagerung mehrerer Seegangssysteme kann eine mittlere Wellenlänge oder -höhe auch physikalisch nicht definiert

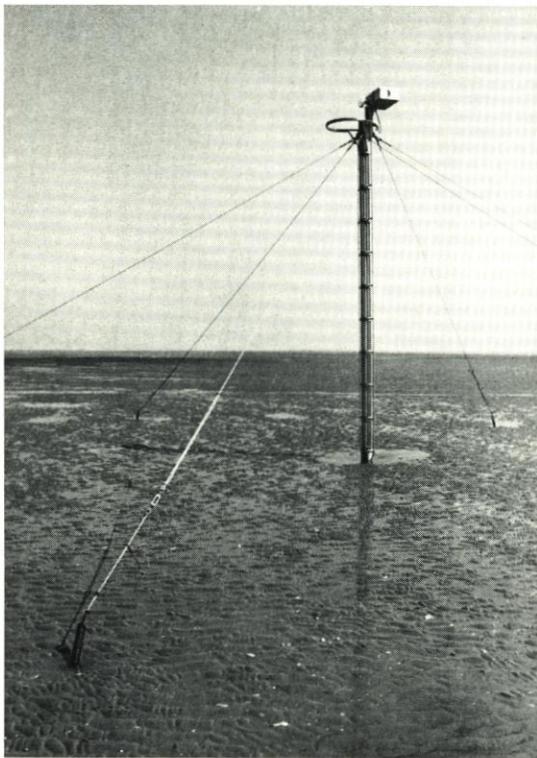


Abb. 3. Wattstation Scharhörn-Bake (SB)

werden. Allgemeine rechnerische Ansätze sind bei der starken Streuung der Wellenbewegung in diesem Gebiet erst möglich, wenn die Mathematik der nichtlinearen Überlagerung soweit entwickelt ist, daß auch Spektren im Flachwasser gerechnet werden können. Zur genaueren Analyse der gleichzeitig in der Elbemündung auftretenden Wellenhöhen und -perioden wurden statt dessen typische Verteilungskurven untersucht. Trotz gewisser Einschränkungen gestatten diese einige interessante Angaben über die Veränderung des Seegangs beim Lauf in flaches Wasser.

Die Meßdaten \bar{H} und \bar{T} aus der Seegangsregistrierung werden nach Windgeschwindigkeiten und -richtungen geordnet. Dabei wird zwischen verschiedenen Sektortypen unterschieden, entsprechend denen das Windgeschehen der letzten 6 bis 24 Stunden vor der Messung gemittelt wird. Da in den Rinnen und auf dem Watt bei Winden aus SW bis N der von See her einlaufende Seegang maßgebend ist, sind für diese Windlagen die Verhältnisse außerhalb des Wattgebietes (an der Station Scharhörnriff, Abb. 1) zu berücksichtigen. Die Unterteilung der ablandigen

Windrichtungen (N bis SW) geschieht dagegen unmittelbar nach der Topographie an der Meßstelle. So sind auf Abbildung 4 die Windsektoren der Station Scharhörnriff eingetragen, die für das gesamte Meßgebiet einheitlich benutzt werden, und dazu an der Station Hundebalje diejenigen, die nur für die Auswertung an dieser Meßstation gelten.

Großenteils elektronisch wurden für bisher 5 Stationen Beziehungen zwischen Wellenhöhen bzw. -perioden und den Wind- und Tideverhältnissen aufgestellt. Dazu wurden rd. 6000 Registrierungen ausgewertet.

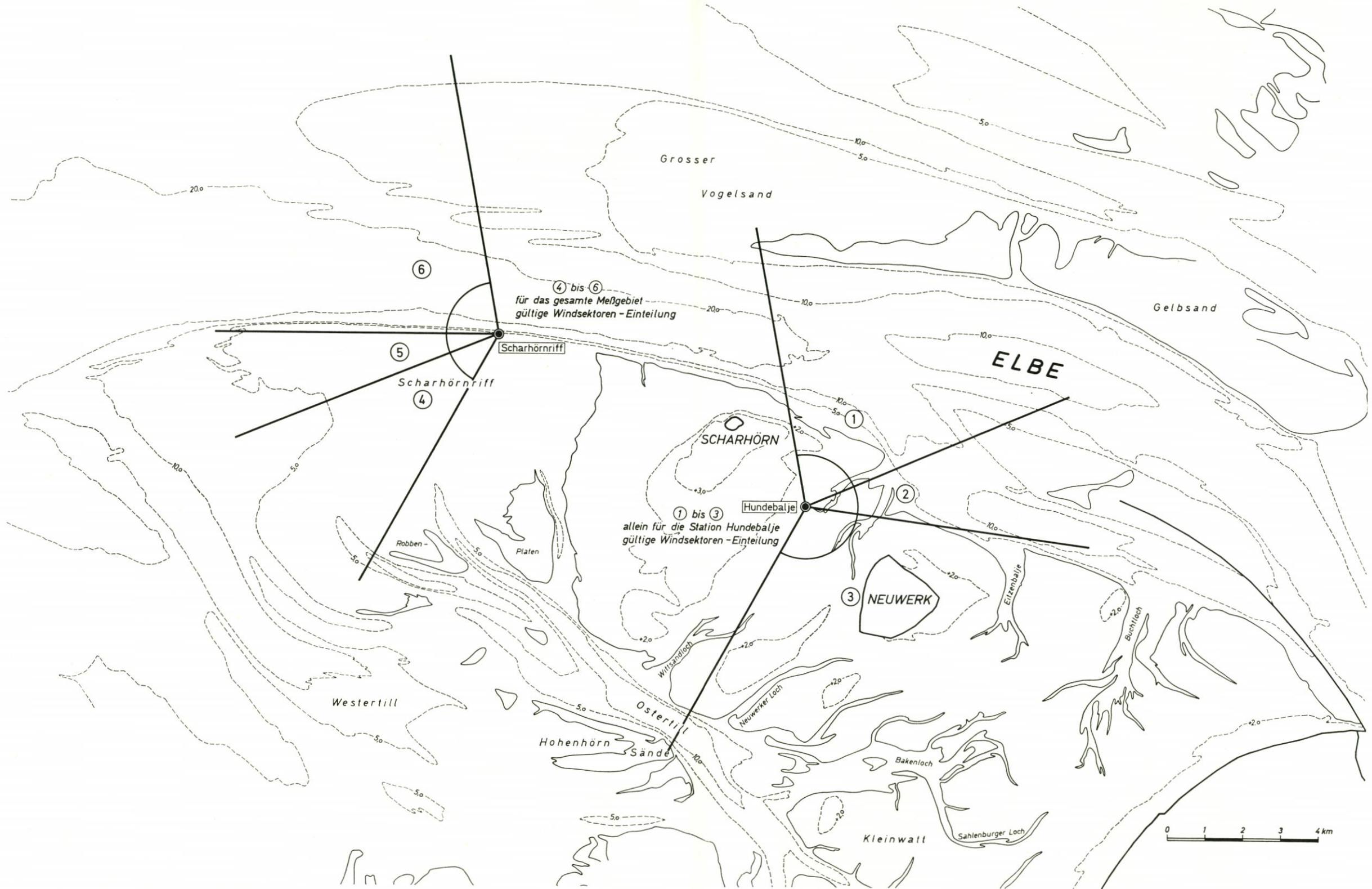


Abb. 4. Einteilung der Windsektoren zur Korrelation der Seegangs- und der Winddaten

III. Seegang auf dem flachen Watt

A. Vergleich von kennzeichnenden Seegangsgrößen vor und auf dem Watt

Zu einem möglichst umfassenden Vergleich wurden aus Registrierungen von den einzelnen Meßstationen die Verhältnisse $C_{1/3}$, $C_{1/10}$ und C_T berechnet und mit der mittleren Wellenhöhe und der Wassertiefe in Beziehung gebracht. Alle Werte zeigen die Tendenz, daß der Seegang beim Lauf auf das flachere Watt gleichförmiger wird, daß also die $H_{1/10}$ und $H_{1/3}$ im Verhältnis zur mittleren Wellenhöhe etwas kleiner werden. Das ist zurückzuführen auf eine Art „Sortierung“, bei der nur Reste der höchsten Wellen, die im tieferen Wasser die Werte $H_{1/10}$ und $H_{1/3}$ wesentlich mitbestimmen, auf dem Watt fortbestehen können. So ist es erklärlich, daß das Verhältnis $C_{1/10}$ schneller als $C_{1/3}$ abnimmt. Ebenso wird die Veränderung des Seegangsspektrums deutlich am Verhältnis C_T der Perioden, das zum Watt hin ebenfalls abnimmt. Das Seegangsspektrum wird schmäler. Es zeigt sich demnach, daß man bei der Seegangsbestimmung in Küstennähe nicht überall mit konstanten Verhältniswerten rechnen sollte. Das gilt für die Höhen ebenso wie für die Perioden. Während das Verhältnis C_T im tieferen Wasser der Elbemündung 1,25 beträgt und durch die Angaben bei SVASEK (7) für Messungen vor der niederländischen Küste bestätigt wird, ist es auf dem Watt nur noch 1,15. Dieser Wert wiederum ist nahezu identisch mit dem von SIBUL 1955 ebenfalls in geringen Wassertiefen (im Windwellenkanal) ermittelten von 1,10 (9).

Darüber hinaus sei auf ein Untersuchungsergebnis hingewiesen, das offensichtlich bei der Beurteilung der Nulldurchgangs-Wellen weitgehend unbekannt geblieben ist. Wie Abbildung 5 am Beispiel einer Tiefwasserstation (Scharnhörnriff) und einer Wattstation (Hundealje) zeigt, ist das Verhältnis $C_{1/3}$ nicht nur vom Standort, sondern auch von der mittleren Wellenhöhe \bar{H} abhängig. Je größer die Wellen sind, desto gleichförmiger wird der Seegang, und zwar auf dem Watt ungleich schneller als im tieferen Wasser.

Zur Verdeutlichung der Richtungsvarianz des Seegangs vor und auf dem Watt sind auf Abbildung 6 die Fortschrittsrichtungen der „bestimmenden Seegangssysteme“ (6) bei zwei Seegangbefliegungen dargestellt. Während im inneren Bereich der Elbemündung etwa den Windrichtungen entsprechend alle Wellenrichtungen möglich sind, nimmt die Richtungsvarianz in den Wattrinnen sehr stark ab. Der Vergleich der Wellenfortschrittsrichtungen bei WNW- und bei O-Wind zeigt, daß die Richtungen vor dem Watt um 120° differieren, während es auf der Wattrinne Hundealje nur noch 30° sind. Das Ergebnis besagt, daß die Wellen im Bereiche dieser Wattrinnen nahezu unabhängig vom Wind prielaufwärts laufen.

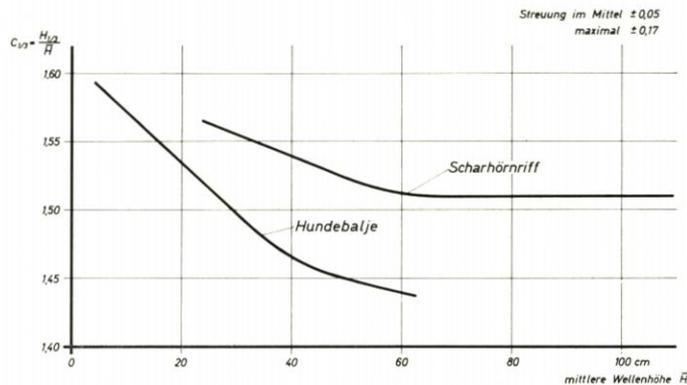


Abb. 5. Veränderung von $C_{1/3}$ mit \bar{H} in der Elbe (Scharnhörnriff) und auf dem Watt (Hundealje)

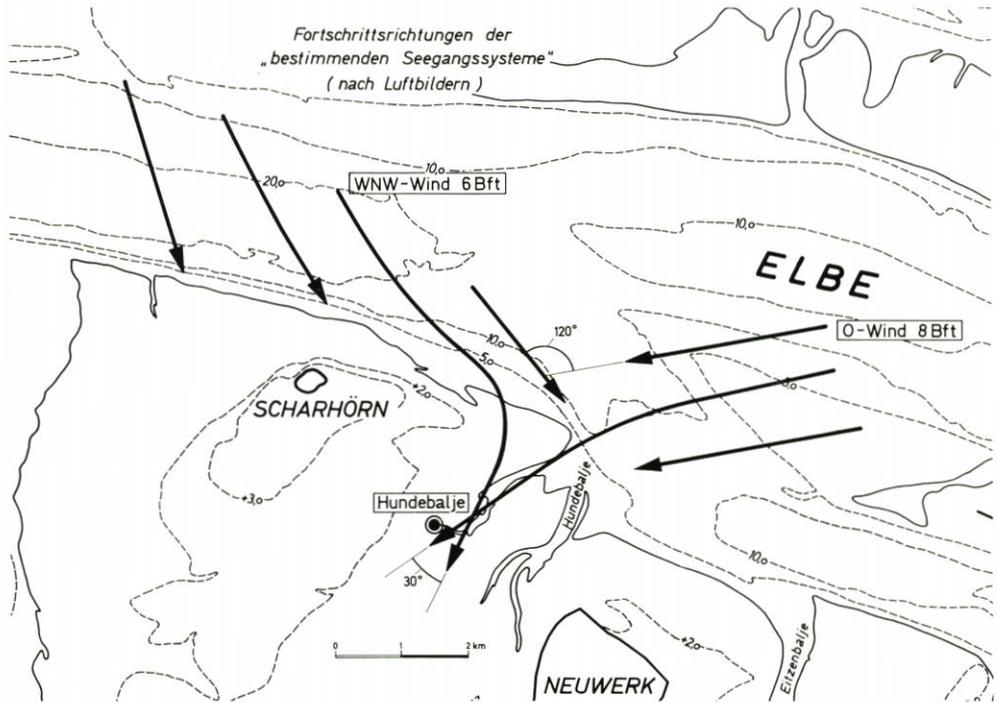


Abb. 6. Richtungsvarianz des Seegangs vor und auf dem Watt

B. Höhen- und Perioden-Verteilungen

Aus dem Vergleich der $C_{1/3}$, $C_{1/10}$ und C_T sind bereits einige interessante Schlußfolgerungen über die Veränderung des Seegangs beim Einlaufen in flacheres Wasser möglich. Umfassendere Interpretationen des Flachwasser-Seegangs sind jedoch aus den Verteilungskurven der Höhen und Perioden zu ziehen, die die gesamte Skala der überlagerten Wellen in Form von Summenhäufigkeiten darstellen. Die auf Abbildung 7 angegebenen und als Höhenspektren bezeichneten Verteilungskurven

$$p(\eta) = 1 - e^{-\frac{\pi}{4} \cdot \eta^\varphi}$$

zeigen, daß jeder Verteilung der Wellenhöhen ein bestimmter Wert $C_{1/3}$ zugeordnet werden kann. Dabei kann dann der Faktor φ bestimmt werden als

$$\varphi = f(C_{1/3}).$$

Mit $C_{1/3} = 1,60$ wird $\varphi = 2$, womit die Verteilung in diesem Falle gleich der nach LON-
GUET-HIGGINS (4) für die Wellenhöhen geltenden RAYLEIGH-Verteilung ist. Auf Abbildung 5 wurde jedoch schon gezeigt, daß

$$C_{1/3} = f(\bar{H}, \text{Standort})$$

und nicht etwa $C_{1/3} = \text{const.} = 1,60$ ist. Bei einer Kopplung der hier angegebenen Beziehungen ist es somit möglich, in Abhängigkeit von der (nach Abb. 5 bekannten) Seegangscharakteristik am Standort allein aus gemessenen mittleren Wellenhöhen die gesamte Wellenhöhenverteilung

zu bestimmen. Dabei kommt der höchsten Einzelwelle H_{max} für konstruktive Planungen einige Bedeutung zu. Sie kann für die Summenhäufigkeit 99,98 % (gleich der Eintrittswahrscheinlichkeit $2 \cdot 10^{-4}$) als höchste Welle im Verlauf einer Tide angegeben werden. Es wird deutlich, daß mit abnehmendem $C_{1/3}$ das Verhältnis $\frac{H_{max}}{H}$ schnell kleiner wird. Der Seegang im tiefe-

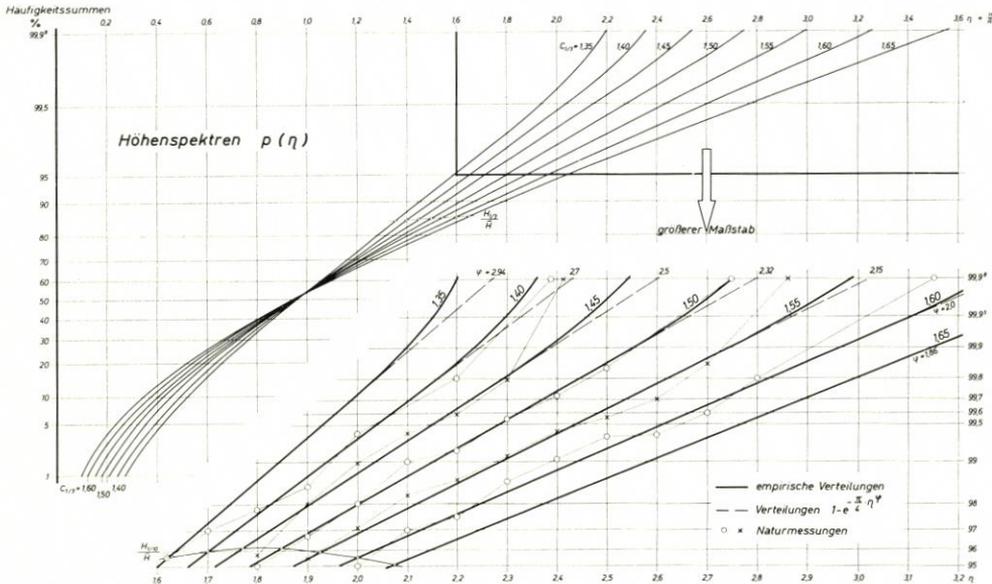


Abb. 7. Wellenhöhen-Verteilungen in flachem Wasser

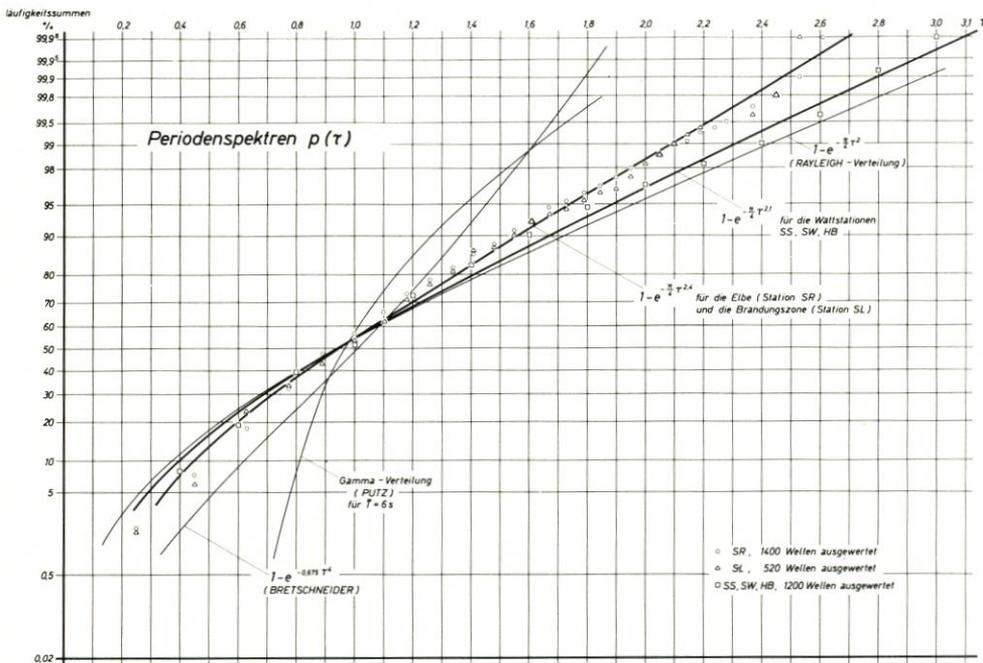


Abb. 8. Wellenperioden-Verteilungen in flachem Wasser

ren Wasser wird beim Lauf in Flachwassergebiete zunehmend in Wellen gleicher Höhen und Fortschrittsrichtungen umgewandelt.

Während also das Höhenspektrum mit abnehmender Wassertiefe und zunehmender Wellenhöhe schmaler wird, wird gleichzeitig das Periodenspektrum erweitert, wie Abbildung 8 zeigt. Die drei aus dem Schrifttum übernommenen Verteilungen weichen beträchtlich voneinander ab, aber keine gibt die Verhältnisse im Elbmündungsgebiet ausreichend gut wieder. Die Veränderung der Periodenverteilung im Flachwasser mag ausgehend von dem Tiefwasser-Spektrum nach BRETSCHNEIDER betrachtet werden. Am Rande der Elbe bei Wassertiefen zwischen 5 und 11 m ist der Seegang durch die Topographie bereits so stark beeinflusst, daß zwar die mittleren Perioden \bar{T} kleiner geworden sind, zugleich aber durch das Verbleiben einiger langperiodischer Wellen im Seegang wesentlich größere Verhältnisse $\tau = \frac{T}{\bar{T}}$ auftreten können. Laufen die Wellen dann in die Brandungszone weiter, so ändert sich zwar nicht diese Verteilung, wohl aber die mittlere Periode. Sie wird länger. Im Watt schließlich führen die verbliebenen langen Perioden (meist geringer Höhe) bei erneuter Abnahme der \bar{T} zu einer breiteren Verteilung, die der RAYLEIGH-Verteilung nahekommt.

C. Wellenhöhen

Die Gegebenheiten im Tidegebiet bringen es mit sich, daß gerade auf dem Watt die Wellenhöhen entscheidend vom Wasserstand, also der Tidephase abhängen. Da auch der Wasserstand (neben dem steten Gezeitenwechsel) vom Wind stark beeinflusst wird, liegen hier komplexe Beziehungen vor:

- a. Wellenhöhe als Funktion des Windes und des Wasserstandes;
- b. Wasserstand als Funktion des Windes.

Damit besteht gleichsam eine doppelte Abhängigkeit der Wellenhöhe vom Wind.

Bei konstantem Wasserstand (oder im Tiefwasser, wo eine veränderte Höhenlage des Ruhewasserspiegels und damit der Wassertiefe ohne Bedeutung ist) werden sich Abhängigkeiten zwischen Wellenhöhe und Windverhältnissen finden lassen. Das Beispiel der Station Hundebalje auf Abbildung 9 verdeutlicht den Einfluß der Windrichtung (ablandig oder auflandig) auf die Wasserstände. Da die Wellenhöhe von Windstärke und Wasserstand abhängt, wird sie auf dem Watt besonders bei auflandigen Winden mit gleichzeitiger Erhöhung der Wassertiefe wachsen können. Ablandiger Wind dagegen bewirkt eine Vergrößerung der Wellenhöhe bei gleichzeitiger Abnahme der Wassertiefe. Die Wellenhöhe kann also nur so lange zunehmen, wie der erste Effekt größer als der zweite ist, bei weiterer Windzunahme muß dann die Wellenhöhe wieder abnehmen. Die Grenzen der möglichen Wellenhöhen sind auf Abbildung 9 durch Einhellende skizziert.

Auf Abbildung 9 sind für drei Wasserstände ($M_{Thw} + 1$ m, M_{Thw} , $M_{Thw} - 0,5$ m) die höchsten zu erwartenden mittleren Wellenhöhen \bar{H}_{max} in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit nach Windsektoren getrennt dargestellt. Es kann festgestellt werden, daß bei ablandigem Wind aus den Sektoren 1 bis 3 (346° bis 210°) auf dem flachen Watt im Gebiet der Station Hundebalje die mittleren Wellenhöhen \bar{H} 37 cm nicht überschreiten, was einer kennzeichnenden Wellenhöhe von 55 cm entspricht. Bei diesen Windrichtungen treten die höchsten Wellen dann auf, wenn der Wasserstand (bei der Windgeschwindigkeit von 19 bis 22 m/s) die Höhe des M_{Thw} (Wassertiefe 1,9 m) nicht mehr erreicht, sondern Thw etwa 20 cm darunter liegt.

Außer diesem Ergebnis interessiert aber besonders die maximal mögliche Wellenhöhe.

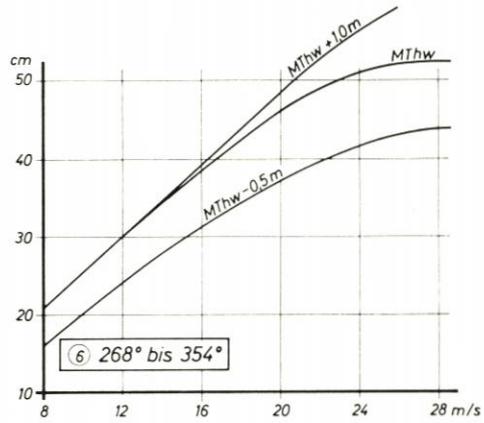
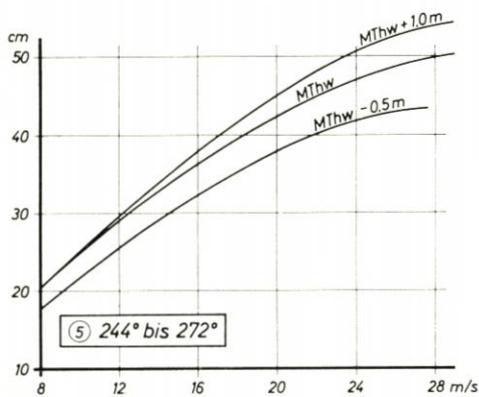
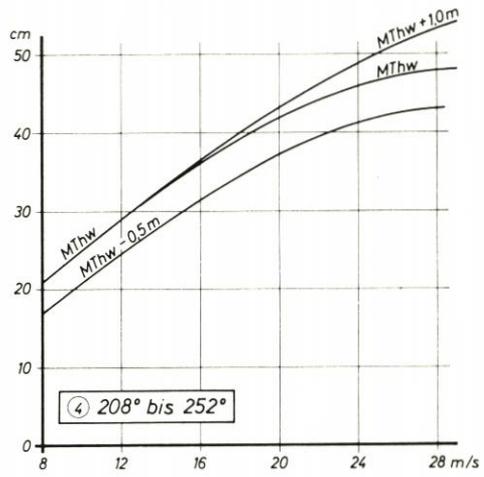
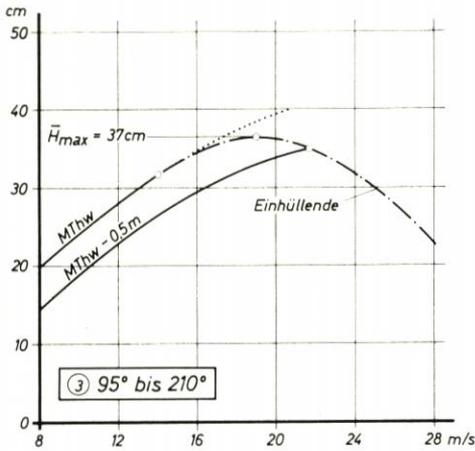
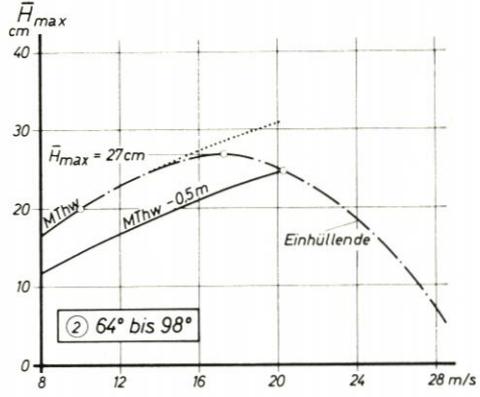
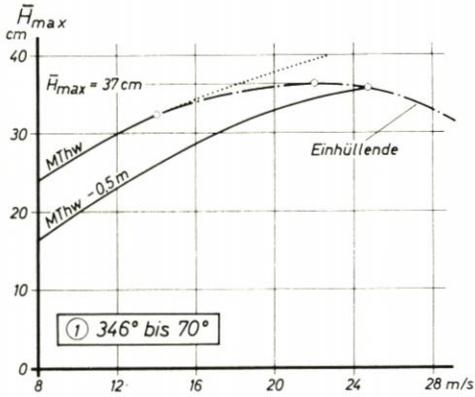
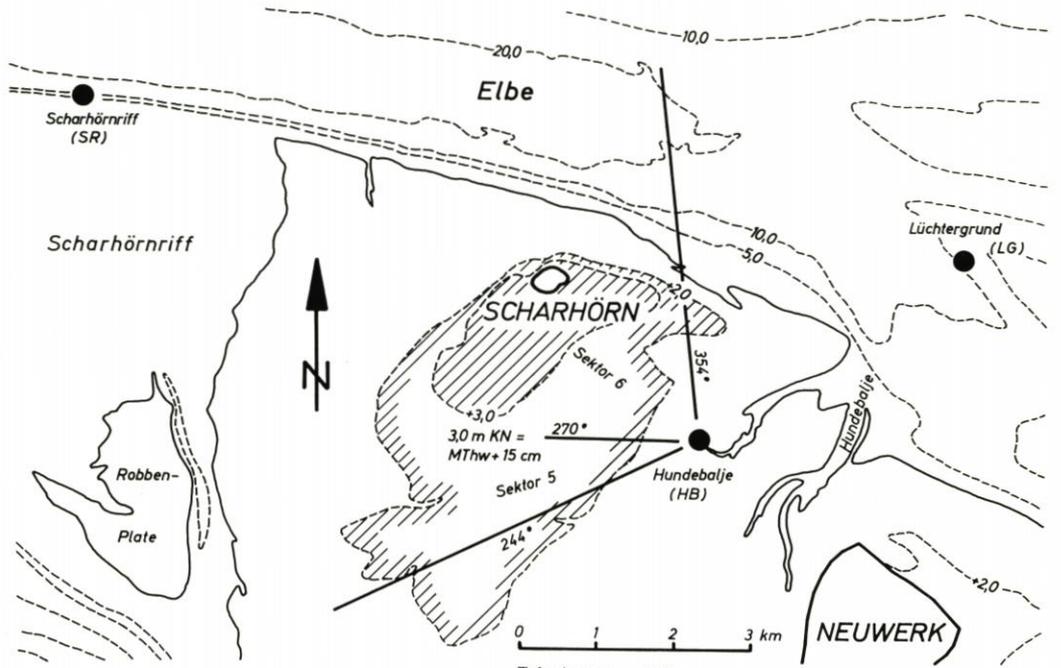
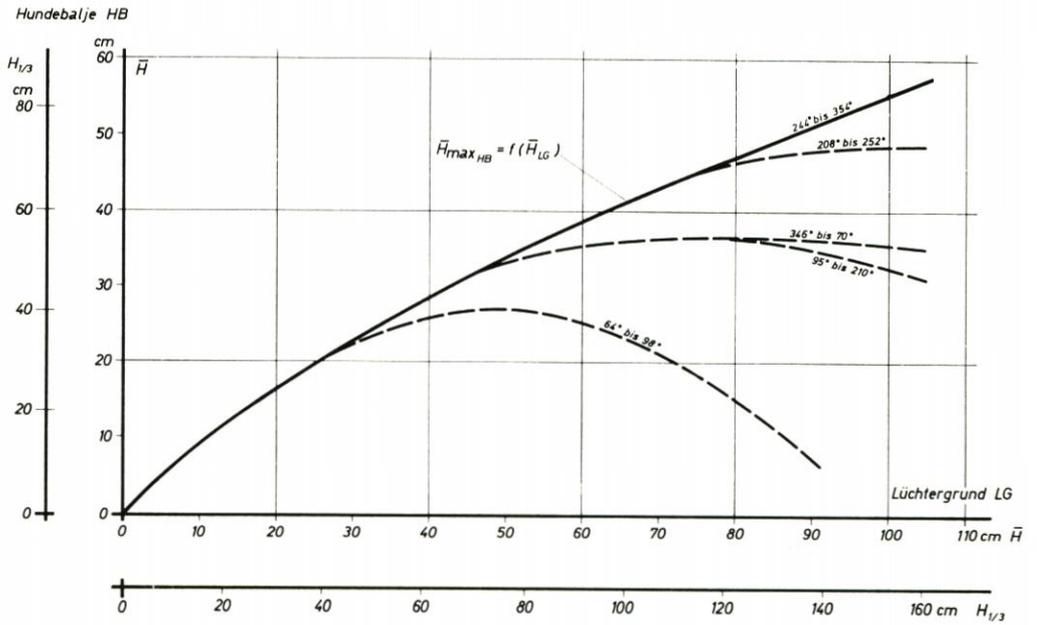


Abb. 9. Station Hundebalje (HB), Wellenhöhen in Abhängigkeit von Wind und Wassertiefe (Wassertiefe bei MThw: 1,9 m)



Tiefen bezogen auf KN
KN = NN - 1,60 m

10a



10b

Abb. 10. Vergleich der Wellenhöhen vor und auf dem Watt

Diese ist dann zu erwarten, wenn Wellenhöhe und Wasserstand mit dem Wind zunehmen. Bei Wind aus W bis NNW (Sektor 6, Abb. 4) um 7 Bft wurden auf dem flachen Watt an der Station Hundebalje mittlere Wellenhöhen um 70 cm und damit kennzeichnende Wellenhöhen um 95 cm registriert.

Die Anpassung der Wellenaufrichtung an die Tiefenverhältnisse führt dazu, daß die

$$\frac{H_{max}}{d} \text{ über } d$$

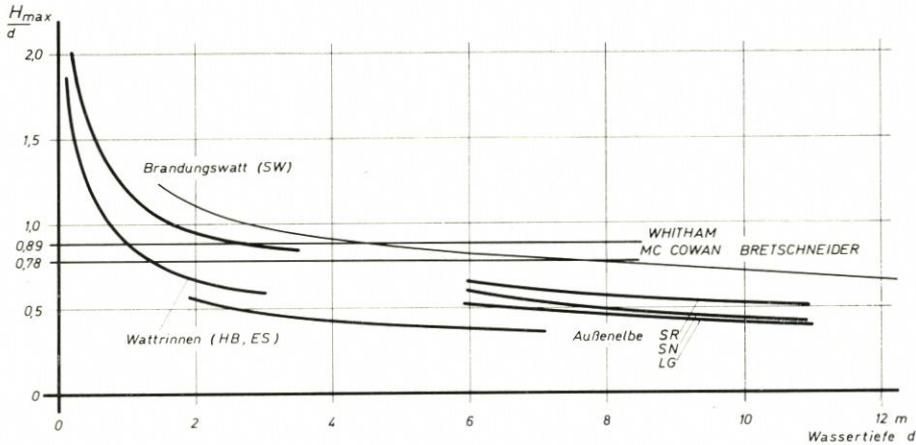


Abb. 11. Höhe der höchsten Einzelwelle in Abhängigkeit von der Wassertiefe

höchsten Wellen auf dem Watt auftreten, wenn das hier betrachtete Gebiet im Schutz der Düne Scharhörn zu liegen scheint (Abb. 10). Die Windwirklänge von rd. 1,5 km über Wassertiefen von 0 bis 1,5 m würde nicht ausreichen, um mittlere Wellenhöhen von über 50 cm zu erzeugen. Die gebräuchlichen Rechenansätze liefern viel kleinere Wellen. Die auf Abbildung 10 dargestellte Beziehung zwischen den Wellenhöhen auf dem Watt (Hundebalje) und im rd. 6 m tieferen Wasser vor dem Watt (Lüchtergrund) macht auch deutlich, daß auf dem Watt die höchsten Wellen dann gemessen werden, wenn vor dem Watt ebenfalls die höchsten Wellen auftreten.

Ein Vergleich der in Abhängigkeit von den Tiefenverhältnissen möglichen Wellenhöhen an verschiedenen Stationen (Abb. 11) zeigt, daß je nach dem Charakter des bei stärkeren Winden vorherrschenden Seegangs das Verhältnis der Wellenhöhen zur Wassertiefe (hier am Beispiel der H_{max} gezeigt) sehr unterschiedlich ist. Während die Stationen HB und ES außerhalb des Brandungsgebietes auf bzw. an dem Watt stehen, muß bei SW westlich von Scharhörn mit stark aufgesteilt, brandenden Wellen gerechnet werden. So können einzelne Wellen in der Brandung Höhen erreichen, die um 0,3 d gegenüber nicht brechenden (stabilen) Wellen erhöht sind. Das Verhältnis $\frac{H_{max}}{d}$, das für geringe Tiefen weit über 1 liegt, läuft mit zunehmender Wassertiefe auf einen Grenzwert zu.

IV. Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit gibt den Inhalt des Vortrages wieder, den der Verfasser auf der 12. Coastal Engineering Conference 1970 in Washington, USA, hielt. Die Ergebnisse beruhen auf Untersuchungen, die die Forschungsgruppe Neuwerk seit 1963 im Elbmündungsgebiet

durchführt. Eine ausführliche Veröffentlichung ist im Frühjahr 1971 in der „Hamburger Küstenforschung“, Heft 18, erschienen.

Der Vergleich von kennzeichnenden und mittleren Wellenhöhen sowie von vollständigen Verteilungskurven der gleichzeitig im Seegang auftretenden Wellenhöhen vor und auf dem Watt zeigt folgende Gesetzmäßigkeiten: 1. Das Verhältnis der kennzeichnenden zu den mittleren Wellenhöhen $\frac{H_{1/3}}{H}$ ist nicht konstant. Es ist abhängig von den topographischen Verhältnissen. 2. Es nimmt mit steigenden mittleren Wellenhöhen ab. 3. Jedem Verhältnis $\frac{H_{1/3}}{H}$ kann eine Verteilungsfunktion der Wellenhöhen zugeordnet werden. Daran ist festzustellen, daß das Höhenspektrum mit zunehmenden Wellenhöhen und abnehmender Wassertiefe schmaler wird. 4. Verbunden damit ist eine Erweiterung des Periodenspektrums.

Neben den meteorologischen Verhältnissen sind für die Entwicklung der Wellenhöhen auf dem Watt die Tidewasserstände von entscheidender Bedeutung. Für einige Standorte werden die Wellenhöhen der höchsten Einzelwellen in Abhängigkeit von der Wassertiefe angegeben, deren Größe stark von dem vorherrschenden Seegangscharakter beeinflusst wird.

V. Schrifttum

1. GÖHREN, H.: Entwicklung eines integrierenden Wellenmeßgerätes. Hamburger Küstenforsch. H. 13 (1970).
2. KOELE, L. A., and DE BRUYN, P. A.: Statistical Distribution of Wave Heights in Correlation with Energy Spectrum and Water Depth. Proceedings, 9th Coastal Eng. Conf. 1964.
3. LAUCHT, H.: Ursachen und Ziele der Hamburger Küstenforschung an der Elbmündung. Hamburger Küstenforsch. H. 1 (1968).
4. LONGUET-HIGGINS, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. (J. Marine Research XI [1952] 3.)
5. SCHRADER, J. P.: Kennzeichnende Seegangsrößen für drei Meßpunkte in der Elbmündung. (Hamburger Küstenforsch. H. 4 [1968].)
6. SIEFERT, W.: Seegangsbestimmung mit Radar und nach Luftbildern. (Hamburger Küstenforsch. H. 7 [1969].)
7. SVASEK, J. N.: Statistical Evaluation of Wave Conditions in a Deltaic Area. Proceedings, Symposium Research on Wave Action, Delft/Holl. 1969.
8. WALDEN, H., und PIEST, J.: Vergleichsmessungen des Seegangs mit verschiedenen Meßgeräten. Dtsch. Wetterdienst – Seewetteramt – Einzelveröffentl. Nr. 30 (1961).
9. WIEGEL, R. L.: Oceanographical Engineering. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1964.
10. WIEGEL, R. L.: Waves and their Effects on Pile-Supported Structures. Proceedings, Symposium Research on Wave Action, Delft/Holl. 1969.
11. U.S. ARMY COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER: Shore Protection, Planning and Design. Techn. Rep. No. 4, 1966.

Studium von Wellenformen und Wellenkräften bei unterschiedlichen Wellenanlaufrichtungen

Von Martin Hager^{*)}

Neuere Beobachtungen haben gezeigt, daß die Veränderung der Wellenform von Wasserschwerewellen bei der Bewegung entlang einer lotrechten oder geneigten Wand durch die bei der Überschallströmung in der Gasdynamik auftretende analoge Erscheinung der *Machreflexion* gedeutet werden kann. Die Machreflexion tritt bei spitzem Winkel zwischen Wellenfortschrittsrichtung und reflektierender Wand besonders deutlich hervor. Beim Verdichtungsstoß strebt der

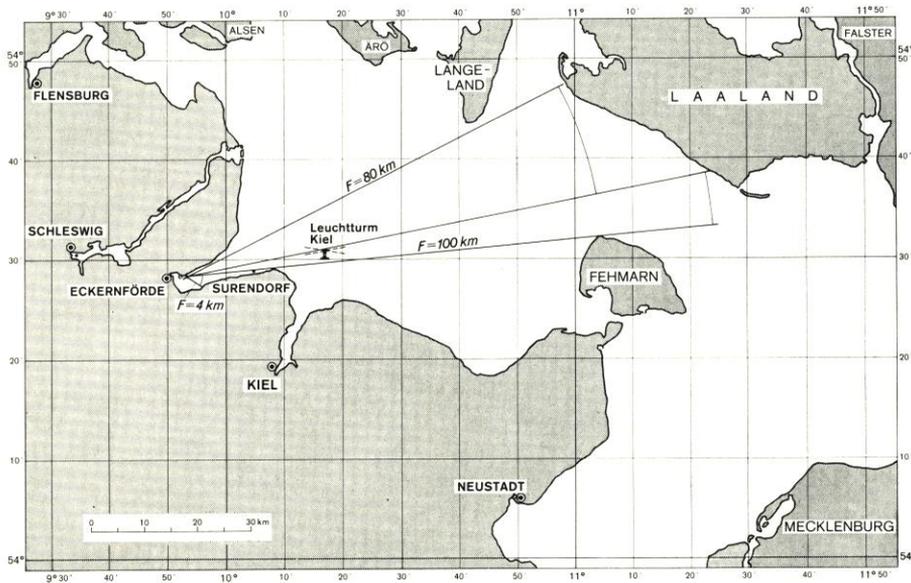


Abb. 1. Westliche Ostsee – Windwirkwege

Druck während der Fortbewegung entlang eines Keiles oder einer unendlichen Halbscheibe in genügend großer Entfernung von der Kante des Hindernisses dem doppelten Anfangswert zu. Durch den sogenannten Mach-stem-Effekt wird die ankommende Welle rechtwinklig gegen die Wand gebeugt. Diese Erscheinung entsteht nach Veröffentlichungen von FRIEDLANDER (1940) und LIGHTHILL (1949) in der Gasdynamik durch Überlagerung eines Verdichtungsstoßes mit einer Beugungswelle, die von der Kante der Scheibe oder einer einspringenden Ecke ausgeht. Der Reflexionsdruck in Größe des zweifachen Anfangswertes wird infolge der Überlagerung erst in großer Entfernung von der Kante der Scheibe erreicht, wobei der Druckverlauf wesentlich von der Gestalt des Druckstoßes abhängt.

Bei den Wasserschwerewellen kann sich eine Beugungswelle nur in einem begrenzten Bereich auswirken, weil diese je nach der Weite des Wellenspektrums von den ankommenden und reflektierten Wellen überlagert wird.

^{*)} Diplom-Ingenieur, Regierungsbaudirektor im Bundesverkehrsministerium, Bonn.

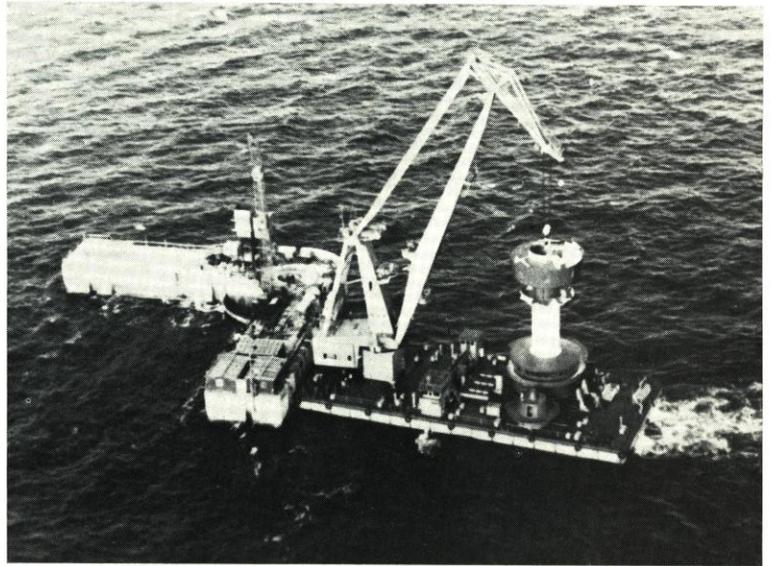


Abb. 2
Leuchtturm Kiel im
Bau – Luftbild

Im Jahre 1964 hat WIEGEL über Beobachtungen der Machreflexion und über Modellstudien von PERROUD, NIELSEN, SIGURDSSON und WIEGEL berichtet, die an der University of California in Berkeley ausgeführt worden sind. Ähnliche Beobachtungen beim Bau eines Hafens an der Ostseeküste gaben Veranlassung, die Erscheinungen der Machreflexion unter Naturbedingungen näher zu untersuchen und die hieraus entstehenden Bauwerksbelastungen nachzuweisen. Hierüber ist beim XXII. Internationalen Schiffahrtskongreß berichtet worden. Es standen zwei nach Lage und Gestalt geeignete Bauwerke zur Verfügung. Die Gesamtsituation ist aus Bild 1 zu erkennen. Die Bilder 2 und 3 zeigen das Fundament des Leuchtturms Kiel und die Hafenanlage Eckernförde, die beide mit den notwendigen Meßeinrichtungen ausgerüstet waren. Die Untersuchungen konzentrierten sich auf die 520 m lange senkrechte Hafenanlage, die bei der 15-m-Tiefenlinie in



Abb. 3
Hafenanlage Eckern-
förde – Luftbild

den Seegrund einbindet und damit für das Auftreten der Machreflexion besonders günstige Voraussetzungen bot. Durch geeignete Anordnung von Meßpunkten auf ganzer Länge der Wand war es möglich, die Veränderungen des Wellenbildes beim Auftreffen der schräg anlaufenden Tiefwasserwellen und beim Fortschreiten entlang der Molenwand zu verfolgen und die dabei auftretenden Wellenkräfte zu messen. Durch Erfassung der Meßwerte mit selbstschreibenden Registriergeräten war eine eindeutige zeitliche Zuordnung möglich. Im Verlauf eines Jahres wurden mit diesen Einrichtungen alle für die Auswertung wichtigen Meßdaten erfaßt.

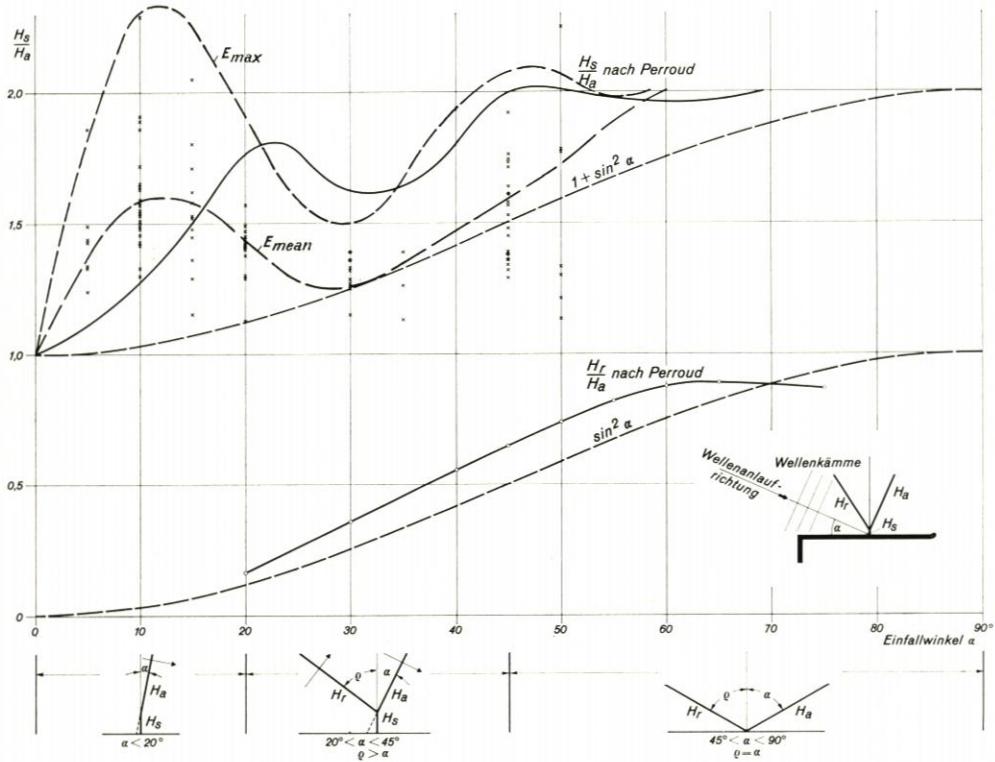


Abb. 4. Vergrößerung der Wellenhöhen an lotrechter Wand in Abhängigkeit von der Wellenanlaufrichtung; Meßergebnisse an der Ostmole - Eckernförde und Vergleich mit Modellmessungen von Perroud

- H_a = Wellenhöhe der ankommenden Welle
- H_s = Wellenhöhe der aufgestellten Welle
- H_r = Wellenhöhe der reflektierten Welle
- α = Einfallswinkel zwischen Wellenfortschrittsrichtung und Bauwerkswand
- ϑ = Reflexionswinkel zwischen Fortschrittsrichtung der reflektierten Welle und Bauwerkswand

In Abb. 4 sind einige Ergebnisse der Wellenhöhenmessungen dargestellt. Dabei sind solche Messungen ausgewählt worden, bei denen die Wellenspektren der ankommenden Wellen möglichst wenig voneinander abweichen, weil die Aufsteilung der Wellen beim Reflexionsvorgang von der Weite des Spektrums abhängt. Die Vergrößerung der Wellenhöhen an der lotrechten Wand wurde in Abhängigkeit von der Wellenanlaufrichtung aufgetragen. Zum Vergleich mit früheren Untersuchungen sind die von Perroud im Labor mit Einzelwellen gefundenen Werte als ausgezogene Linie eingetragen. Die über den Maximalwerten der Eckernförder Messungen gezeichnete Hüllkurve E_{max} und die durch statistische Auswertung gefundene Regressionskurve

$$E_{\text{mean}} = \frac{3}{\pi} \alpha + \frac{1}{4} \left(\sin 6\alpha + \frac{\sin 12\alpha}{3} \right) + \frac{1}{6} \left(\cos 6\alpha - \frac{\cos 12\alpha}{2} \right)$$

zeigen eine gleichartige Tendenz der Wellenaufteilung. Allerdings liegt die maximale Wellenaufteilung bei einem Wellenanlaufwinkel von 10 bis 15° gegenüber 22° bei den mit einer Einzelwelle durchgeführten Laboruntersuchungen. Infolge der Energieübertragung in der Mach-

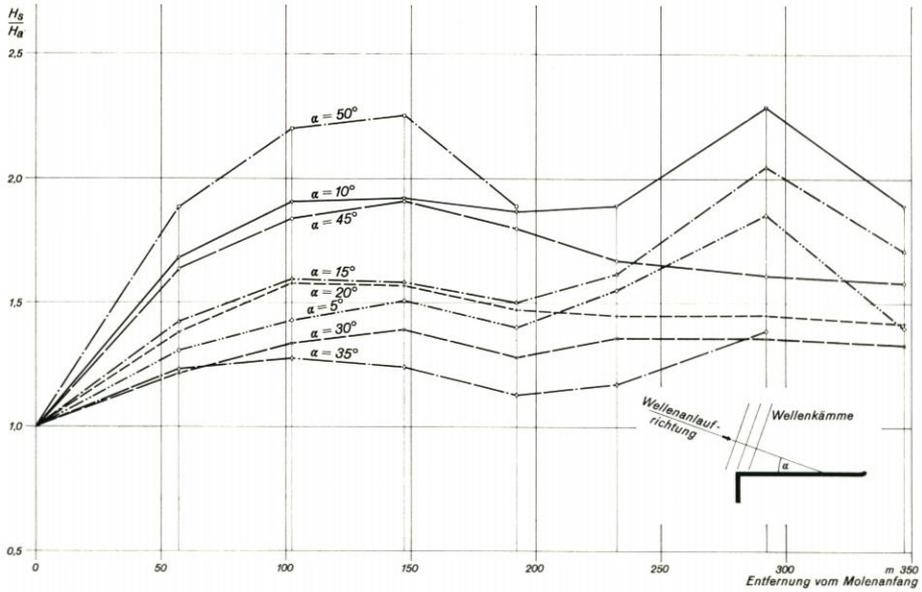


Abb. 5. Veränderung der Wellenhöhen beim Fortschreiten an der lotrechten Wand für verschiedene Wellenanlaufrichtungen nach Meßergebnissen an der Ostmole

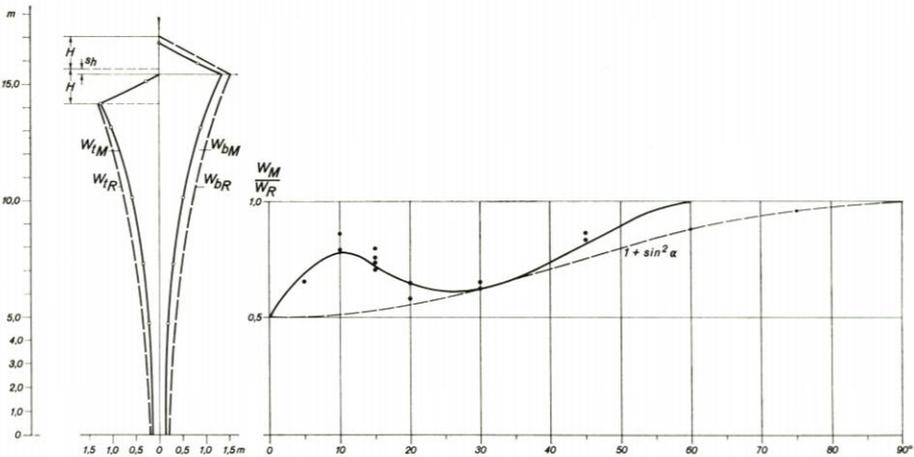


Abb. 6. Wellendruck an lotrechter Wand. Vergleich von Meßergebnissen bei schrägem Wellenangriff mit errechneten Werten bei rechtwinkligem Wellenangriff

- W = Wellendruck in m WS
- W_M = Gemessener Wellendruck bei schrägem Wellenangriff
- W_R = Errechneter Wellendruck bei rechtwinkligem Wellenangriff
- W_b = Druckanstieg unter dem Wellenberg
- W_t = Druckabnahme unter dem Wellental

bogenwelle wird die Wellenaufsteilung im ungünstigsten Fall die Größe der Totalreflexion sogar um 20 v. H. überschreiten. Es genügt deshalb nicht, die Normalkomponente der Wellenkräfte beim Reflexionsvorgang anzusetzen, vielmehr muß mit einem Lastbild gerechnet werden, welches bei Anlaufwinkeln zwischen 0 und 60° der Aufsteilung

$$1 + \frac{3}{\pi} \alpha + \frac{\sin^2 6\alpha}{\frac{12}{\pi} \alpha}$$

entspricht.

Ein Maximum der Wellenaufsteilung tritt in einer Entfernung von etwa 100 m bis 150 m von der Bauwerkskante und ein weiteres Maximum in etwa doppelter Entfernung auf, wie in Abb. 5 gezeigt wird. Hier wird der Einflußbereich der von der Bauwerksecke ausgehenden Beugungswelle deutlich, die bei steileren Einfallwinkeln durch Kreuzseebildung abgebaut wird.

Die bei den jeweiligen Seegangssituationen vorhandene Druckverteilung an der Wand wurde durch Wellendruckmessungen festgestellt. Die Verhältniszahlen einiger Wellendruckauswertungen zu dem rechnerischen Gesamtdruck bei rechtwinklig reflektierter Welle in Abb. 6 bestätigen die Übereinstimmung zwischen dem Wellenbild der Machreflexion und den hieraus zu erwartenden Druckwerten.

Wichtig ist auch die Feststellung, daß die Aufsteilung im Machbogen von der Oberflächen-gestalt und Rauigkeit des Bauwerks verhältnismäßig wenig beeinflusst wird. Dagegen hängt die Aufsteilung nicht allein wesentlich vom Anlaufwinkel, sondern auch von der Dichte und Verteilung des Wellenspektrums ab.

Im übrigen werden die Beugungserscheinungen und damit die Größe der Aufsteilung von der Gestalt des Bauwerksendes beeinflusst, welches der Wellenfront zugekehrt ist.

Die Bauwerksform am entgegengesetzten Ende ist von Bedeutung, wenn die weiter fortschreitende Welle in der veränderten Form für andere Anlagen an der Küste maßgebend ist.

Über die Bedeutung des Luffeinschlages für die Energieumwandlung in Brandungszonen

Von Alfred Führböter

Inhalt

I. Einführung	34
II. Der Energiebedarf für die Luftaufnahme	35
III. Schwallbrecher und Sturzbrecher	37
IV. Diskussion der Ergebnisse	39
V. Folgerungen	41
VI. Schrifttum	42

I. Einführung

Seewärts der Brandungszone herrschen selbst in flachem Wasser die sogenannten schwachen Wechselwirkungen vor, die an der Grenzfläche Wasser–Luft in der Anfachung des Seeganges durch den Wind, an der Grenzfläche Wasser–Meeresboden in einer Bremsung der Orbitalbewegung durch Reibung bestehen; außerdem findet eine Bremsung der Orbitalbewegungen durch Turbulenz- und Zähigkeitsreibung statt, die auch bei tiefem Wasser, in dem die Orbitalbewegungen nicht mehr die Sohle erreichen, wirksam bleibt. Normalerweise wird aus der Atmosphäre Energie in das Wasser eingetragen, während durch die Reibung Energie in Wärme umgewandelt wird; der jeweilige Seegang stellt einen Gleichgewichtszustand zwischen Energiezufuhr und -ableitung dar. Gemeinsam ist allen diesen schwachen Wechselwirkungen, daß diese Energieübertragung auf großen Flächen vonstatten geht, so daß der Energieumsatz auf kleinen Flächen, die etwa durch die Wellenlänge begrenzt sein mögen, vernachlässigbar klein gegen die Energie ist, die diese Fläche als potentielle und kinetische Energie der Wellenbewegung enthält.

Es gibt aber bereits seewärts der Brandungszonen Wechselwirkungen, die nicht mehr zu den schwachen Wechselwirkungen gerechnet werden können. Hierzu gehört das Schaumkronenbrechen (*white capping*), das bei ausgereifter hoher See an den Wellenkämmen zu beobachten ist, als eine auf die höchsten Wellenkämme beschränkte, örtlich und zeitlich veränderliche Teilbrandung an den Wellenköpfen, bei der die für Sturmsee kennzeichnenden Schaumkronen entstehen, die bei starkem Wind als Gischt fortgetragen werden. Der Wind ist nicht primär an der Entstehung des Wasser–Luft–Gemisches beteiligt, sondern es entsteht durch Instabilitäten im Strömungsfeld an den Wellenkämmen, die noch nicht genau erfaßt sind. Es ist aber bekannt, daß der Energieentzug durch die Bildung dieser Wasser–Luft–Gemische um Größenordnungen höher liegt als der durch Reibung, weshalb das Schaumkronenbrechen zu den starken Wechselwirkungen gezählt wird (HASSELMANN 1968).

Daher ist es naheliegend, die erheblichen Energieumsätze in Brandungszonen ebenfalls mit der Bildung von Wasser–Luft–Gemischen in Verbindung zu bringen. Es ist leicht zu zeigen, daß keine noch so starke Reibung imstande ist, die Wellenenergie auf örtlich so eng begrenzten Flächen aufzuzehren, wie sie Brandungszonen darstellen; es wird in ihnen die Wellenenergie auf einer Strecke von wenigen Wellenlängen umgesetzt, die über Strecken von vielleicht Tausenden von Kilometern transportiert worden ist.

Für die folgenden Betrachtungen wird die Wellentheorie 1. Ordnung nach AIRY-LAPLACE

verwendet. Zwar erfaßt diese Theorie gerade die Verhältnisse kurz vor dem Brechen der Wellen nicht besonders gut, aber sie hat den Vorteil, daß sie einfache und in der Größenordnung richtige Ausdrücke für die Wellenenergie liefert; da es sich hier um die Abschätzung von Größenordnungen handelt, würde die Verwendung von Theorien höherer Ordnung an den Ergebnissen nichts ändern.

II. Der Energiebedarf für die Luftaufnahme

Es werde angenommen, daß eine brandende Welle auf dem Weg dx in Wellenfortschrittsrichtung den Betrag dH an Wellenhöhe verliert, wobei die Wellenlänge L in erster Näherung konstant bleiben soll (Abb. 1). Für die (potentielle und kinetische) Energie E der Welle gilt dann auf der Länge der Welle L und der Breite b (Theorie 1. Ordnung)

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

und für die Abnahme der Wellenenergie dE auf der Strecke dx infolge der Verminderung der Wellenhöhe H und dH

$$dE = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot b \cdot L \cdot H \cdot dH \quad (2)$$

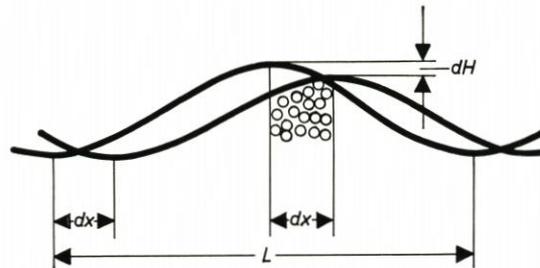


Abb. 1. Abnahme der Wellenhöhe durch Brandung

Der Energiebetrag dE nach Gleichung (2) wird dabei in andere Energieformen umgesetzt; es soll dazu das Volumen der Länge dx betrachtet werden (Abb. 1 und 2).

Auf Abbildung 2 ist eine Wassersäule der Höhe y und der Länge dx sowie der Breite b dargestellt, über der sich ein Luftvolumen gleicher Grundfläche, aber der Höhe Δy befindet. Werden jetzt das Wasser- und das Luftvolumen so vermischt, daß die Luft in Blasen, die im übrigen beliebige Größe haben können, gleichmäßig über das Wasser verteilt wird, so ist die mittlere Luftkonzentration c in dem dann entstandenen Wasser-Luft-Gemisch der Höhe $y + \Delta y$

$$c = \frac{\Delta y}{y + \Delta y} \quad (3)$$

Dieses Wasser-Luft-Gemisch enthält eine potentielle Energie, die darin besteht, daß einmal Wasser über den ursprünglichen Wasserspiegel bis zur Höhe Δy gehoben, zum anderen Luft bis zur Tiefe y in das Wasser eingeschlagen wird (Abb. 2). Werden die Dichte und die Kompression der Luft vernachlässigt, was bei den Druckhöhen um wenige m WS ohne weiteres erlaubt ist, so ist dieser Energiebetrag

$$dE_p = \gamma \cdot b \cdot dx \left[\underbrace{c \cdot \frac{y^2}{2}}_{\text{Luft im Wasser}} + \underbrace{\frac{\Delta y^2}{2} (1 - c)}_{\text{Wasser in Luft}} \right] \quad (4)$$

wenn eine gleichförmige Verteilung der Luft mit der mittleren Konzentration c angenommen wird. Würde dagegen eine ungleichmäßige Verteilung in Rechnung gestellt werden, bei der die Konzentration c eine Funktion der Höhe y ist, so wird

$$dE_p = \gamma \cdot b \cdot dx \left[\int_0^y c(y) \cdot y \cdot dy + \int_0^{\Delta y} (1 - c[y]) \cdot y \cdot dy \right] \quad (5)$$

wobei sich für $c(y) = c = \text{konst.}$ als Sonderfall wieder der Ausdruck nach Gleichung (4) ergibt.

Bei brechenden Wellen ist sicher, daß die Luftkonzentration zur Sohle hin geringer, zur Oberfläche hin größer wird. Da aber zunächst weder die Belüftungstiefe y noch die Luftkonzentration $c(y)$ bekannt sind, ist es gerechtfertigt, mit einer mittleren Luftkonzentration c bei einer Belüftungstiefe y zu rechnen, also mit Gleichung (4). Wird in diese Gleichung Δy aus Gleichung (3) eingesetzt, so vereinfacht sich der Ausdruck für die potentielle Energie des Wasser-Luft-Gemisches zu

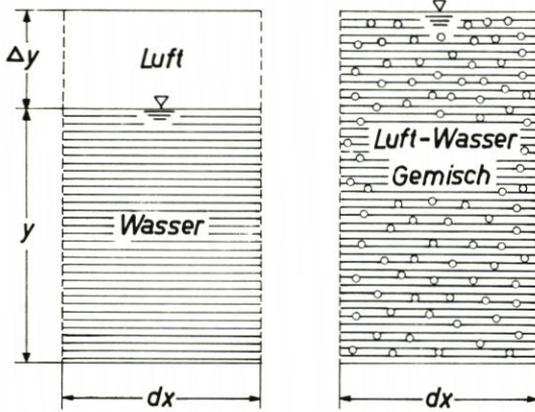


Abb. 2. Energiebedarf für die Luftaufnahme

$$dE = \gamma \cdot b \cdot dx \cdot \frac{y^2}{2} \cdot \frac{c}{1 - c} \quad (6)$$

Es werde jetzt angenommen (FÜHRBÖTER 1970), daß unter Vernachlässigung anderer Energieumwandlungen der durch die Abnahme der Wellenhöhe dH auf der Strecke dx freiwerdende Energiebetrag dE allein dadurch aufgezehrt wird, daß in das Volumen der Länge dx auf einer Tiefe y Luft mit der mittleren Konzentration c eingeschlagen wird; es gilt dann

$$dE + dE_p = 0 \quad (7)$$

Gleichung (2) für dE und Gleichung (6) für dE_p eingesetzt, ergibt dann die einfache Differentialgleichung für die Abnahme der Wellenhöhe H in x -Richtung in Abhängigkeit von der Belüftungstiefe y und der Luftkonzentration c

$$\frac{dH}{dx} = - 2 \cdot \frac{c}{1 - c} \cdot \frac{y^2}{H \cdot L} \quad (8)$$

In dieser Gleichung können c , y und H Funktionen von x sein; die Wellenlänge kann dagegen auf der verhältnismäßig kurzen Brandungsstrecke als konstant angesehen werden. Bei

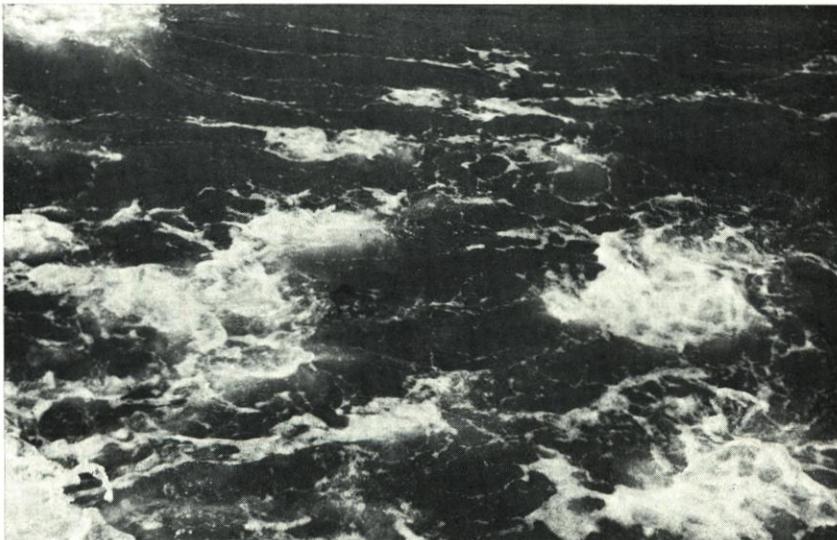


Abb. 3. Aufsteigende Luftblasen nach dem Durchgang eines Brechers

dieser Ableitung wurde bewußt vernachlässigt, daß beim Belüftungsvorgang ebenfalls Arbeit für das Eintreiben der Luftblasen gegen den Strömungswiderstand sowie für die Vergrößerung der Grenzflächen Wasser–Luft, also gegen die Oberflächenspannung, erforderlich ist. Diese Beträge sind aber klein gegen die potentielle Energie, die in einem Wasser-Luft-Gemisch enthalten ist; der Energiebetrag für die Kompression der Luft ist gleich Null zu setzen, weil während des kurzzeitigen Brechvorganges adiabatische Kompression vorherrscht; es findet kein nennenswerter Temperaturübergang von der Luft auf das Wasser statt.



Abb. 4. Wasserspiegelunruhe beim Austreten der Blasen aus dem Wasser

Die in dem Wasser-Luft-Gemisch gespeicherte Energie wird dadurch im weiteren umgewandelt, daß die Blasen durch den Auftrieb an die Oberfläche zurückkehren und dabei Turbulenzschleppen hinterlassen, in denen die potentielle Energie der Blasen verbleibt und dann über den bekannten Turbulenzmechanismus am Ende in Wärme umgewandelt wird. Abbildung 3 zeigt, wie die Luftschläge gerade die Oberfläche erreichen; auf Abbildung 4 ist zu sehen, wie beim Austritt der Blasen ein Teil der gespeicherten Energie auch noch in einer Wasserspiegelunruhe, also als Wellenenergie von Kleinstwellen, abgegeben wird. Abbildung 3 und 4 wurden von Brechern von etwa 0,5 m Höhe gemacht; bei größeren Brechern sind diese Erscheinungen noch ausgeprägter.

III. Schwallbrecher und Sturzbrecher

Der Schwallbrecher (*spilling breaker*) ist dadurch gekennzeichnet, daß die Wellenenergie allmählich in der Art aufgezehrt wird, daß der Wellenkamm über den Vorderhang der Welle in das Wellental brandet. Die Brandungserscheinungen, die durch die Schaumbildung bei der Luftaufnahme sichtbar werden, nehmen dabei in dem Maße ab, in dem auch die Wellenhöhe beim Ausbranden des Schwallbrechers abnimmt. Es erscheint daher gerechtfertigt, für die Belüftungstiefe des Schwallbrechers einen Ansatz zu verwenden, bei dem die Belüftungstiefe y linear mit der Wellenhöhe $H(x)$ abnimmt:

$$\text{Schwallbrecher: } y = H(x) \quad (9)$$

Dies ergibt mit Gleichung (8)

$$\frac{dH}{dx} = -2 \cdot \frac{c}{1-c} \cdot \frac{H}{L} \quad (10)$$

Durch Integration und mit der Anfangsbedingung $H(x) = H_0$ für $x = 0$ entsteht dann die Gleichung für die Abnahme der Wellenhöhe $H(x)$ und damit der Wellenenergie, wenn $c = \text{konst.}$ gesetzt wird:

$$H(x) = H_0 \cdot e^{-2 \frac{c}{1-c} \cdot \frac{x}{L}} \quad (11)$$

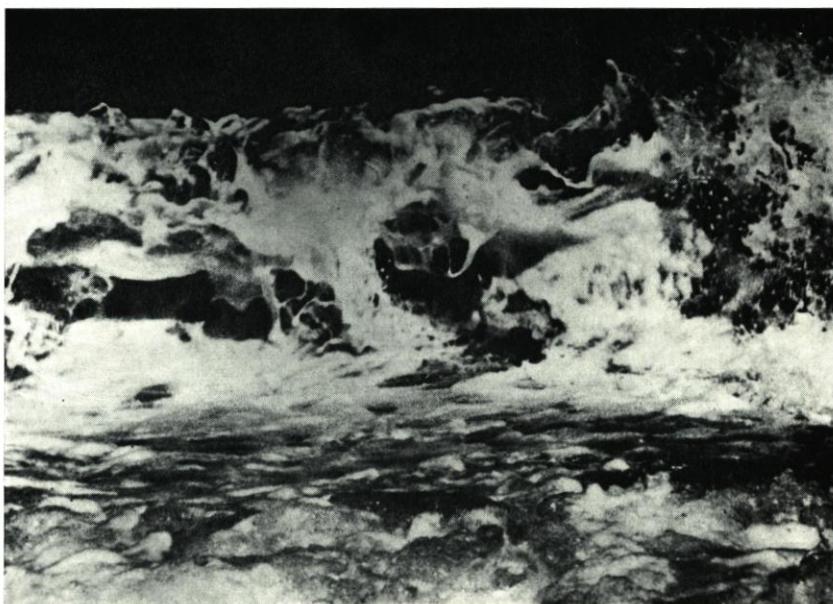


Abb. 5. Wasser-Luft-Gemisch nach dem Aufschlag eines Sturzbrechers

Im Gegensatz dazu tritt beim Sturzbrecher (*plunging breaker*) das Brechen dadurch auf, daß bei nahezu senkrechtem Vorderhang der Wellenkamm in freiem Fall in das davorliegende Wellental stürzt. Bei diesem Aufschlag entsteht ein hochturbulentes Wasser-Luft-Gemisch mit hoher Luftkonzentration c , wie es die Blitzlichtaufnahme eines Sturzbrechers nach dem Aufschlage zeigt; der Brecher war etwa 1 m hoch (Abb. 5).

Hier kann angenommen werden, daß die Belüftungstiefe y von der Größenordnung der Brecherhöhe H_0 abhängig ist und während der kurzen Brandungstrecke konstant bleibt:

$$\text{Sturzbrecher: } y = H_0 = \text{konst.} \quad (12)$$

Mit Gleichung (8) ist dann

$$\frac{dH}{dx} = -2 \cdot \frac{c}{1-c} \cdot \frac{H_0^2}{H \cdot L} \quad (13)$$

Mit $c = \text{konst.}$ und $H(x) = H_0$ für $x = 0$ (Brechpunkt) ergibt hier die Integration

$$H(x) = H_0 \sqrt{1 - 4 \cdot \frac{c}{1-c} \cdot \frac{x}{L}} \quad (14)$$

Diese Lösungen von Gleichung (8) mit vereinfachten Ansätzen für Schwall- und Sturzbrecher (FÜHRBÖTER 1970) sind auf Abbildung 6 für Luftkonzentrationen c zwischen 10 % und 50 % dargestellt. Aus Abbildung 6 geht – in qualitativer Übereinstimmung mit Naturbeobachtungen – hervor, daß sich die Energieabgabe eines Schwallbrechers und damit die Abnahme der Wellenhöhe über mehrere Wellenlängen erstreckt, während ein Sturzbrecher für die völlige Umwandlung seiner Wellenenergie nur einen Bruchteil der Wellenlänge benötigt.

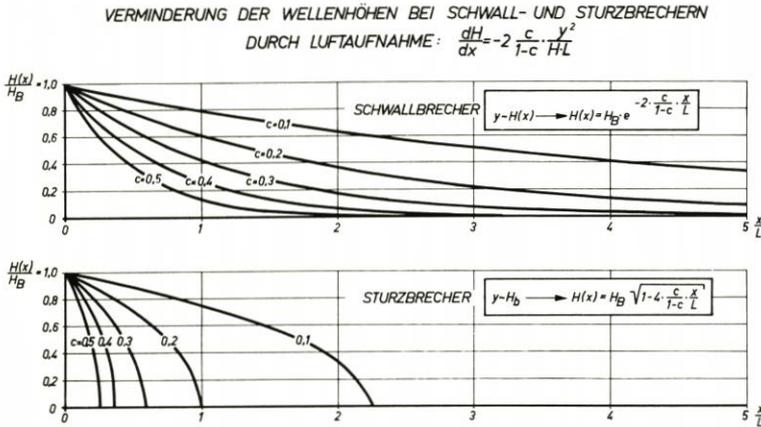


Abb. 6. Abnahme der Wellenhöhen bei Schwall- und Sturzbrechern

IV. Diskussion der Ergebnisse

Es ist in dem Vorstehenden unerwähnt geblieben, daß bei der Brandung die Wellenenergie nicht allein durch Luftaufnahme, sondern auch durch andere Energieformen aufgenommen wird. In erster Linie ist hier die Durchmischungsturbulenz zu nennen, die ähnlich wie beim Wechselsprung oder bei der BORDASchen Rohrweiterung auftritt; es ist aber zu beachten, daß wie beim Wechselsprung im Freispiegelgerinne bei der Brandung die Durchmischungsturbulenz ebenfalls eng mit der Luftaufnahme verbunden bleibt. LAMPRECHT (1955) hat durch seine Messungen nachgewiesen, daß ein erheblicher Teil der Brandungsenergie in Schwingungen des wassergesättigten Meeresbodens umgesetzt wird; allerdings bleibt sein Resultat, nach dem der Hauptteil der Energieabgabe an den Boden seewärts des Brechpunktes liegen soll, noch von der verwendeten Meßtechnik her zu überprüfen. Bekannt ist weiter, daß ein Teil der Brandungsenergie bei schrägem Wellenangriff in die küstenparallele Brandungsströmung übergeht, außerdem fordern der Brandungsstau und die dadurch bedingten Ripströmungen ebenfalls einen gewissen Energieaufwand. Endlich ist zu erwähnen, daß in der Strandbrandung durch den Wellenrücklauf ein wenn auch geringer Teil der Wellenenergie seewärts reflektiert wird.

Dennoch bleibt festzuhalten, daß diese Energieumsätze bei weitem nicht ausreichen, um den hohen Energieverbrauch in der Brandungszone zu erklären, ebensowenig wie es von der Reibung her der Fall ist.

Hinweise auf die Bedeutung der Luftaufnahme für die Energieumwandlung bei Brandungen sind bei PRESS und SCHRÖDER (1966) und für stationäre Strömungen bei BRETSCHNEIDER (1965) zu finden. Es liegen aber leider so gut wie keine Unterlagen über die Belüftungstiefe und die Luftkonzentration bei brechenden Wellen vor. Das mag einmal daran liegen, daß bei Meereswellen der Salzgehalt des Wassers Meßverfahren unmöglich macht, die auf der Leitfähigkeit des Wassers für elektrischen Strom beruhen, wie sie z. B. von RAO, SEETHARAMIA und GANGADHARAIHAH (1970) für Süßwasser angegeben werden, zum anderen daran, daß die Meßverfahren

für stationäre Strömung für die abrupt instationären Vorgänge beim Brechen von Wellen nicht geeignet sind.

Über den Luftgehalt von Sturzbrechern geben die eingehenden Untersuchungen von GALVIN (1969) gewisse Hinweise, der feststellte, daß die Durchmischungszone (*splash zone*), in der der Sturzbrecher nach dem Aufschlag das Wasser-Luft-Gemisch erzeugt, eine 1,5- bis 5fache Länge der Brecherhöhe aufweist, wobei der Mittelwert aber $4,0 \cdot H_b$ beträgt. Daraus geht hervor, daß bei einer Steilheit von z. B. 1 : 20 der Sturzbrecher auf 20 % seiner Wellenlänge die gesamte Energie abgibt, was nach Abbildung 6 mehr als 50 % Luftgehalt entspricht; die Aufnahme auf Abbildung 5 läßt dieses durchaus als möglich erscheinen. GALVIN (1969) erwähnt auch, daß nach dem Aufschlagen von Sturzbrechern der Gischt bis zur Höhe des ursprünglichen Wellenkammes am Brechpunkt aufsteigen kann; dies rechtfertigt die Annahme $y = H_b = \text{konst.}$ (Gleichung [12]) für die Belüftungstiefe bei Sturzbrechern.

Für Schwallbrecher liegen keine Untersuchungen vor, doch kann vermutet werden, daß bei Sturzbrechern mit großen Belüftungstiefen auch höhere Luftkonzentrationen (vielleicht 40 bis 60 %), bei Schwallbrechern dagegen mit geringeren Belüftungstiefen auch geringere Luftkonzentrationen (unter 40 %) vorherrschen; hiermit wäre nach Abbildung 6 die aus der Natur bekannte Erscheinung erklärt, daß Schwallbrecher das etwa 3- bis 4fache ihrer Wellenlänge zum Ausbranden benötigen.

Wenig ist über den Mechanismus bekannt, der das Einschlagen der Luft in das Wasser bewirkt. Für den stationären Freistrah, der in ein Wasserpolster fällt, hat HÄUSLER (1961) Ergebnisse geliefert; von der Verfahrenstechnik her hat z. B. KALBSKOPF (1967) gezeigt, welche komplizierten Zusammenhänge zwischen dem Sauerstoffeintrag und der Fallhöhe eines stationären Freistrahles bestehen; entgegen allen Erwartungen spielt die Fallhöhe kaum eine Rolle beim Sauerstoffeintrag, der sicherlich mit der Luftaufnahme in enger Verbindung steht. Noch schwieriger wird es bei dem extrem instationären Vorgang, wenn eine Wassermasse plötzlich auf eine andere Wassermasse schlägt. FÜHRBÖTER (1966 und 1969) zeigte, daß Druckschläge durch aufprallendes Wasser bereits durch ein Wasserpolster von nur wenigen cm Stärke völlig gedämpft werden; da der Wasserschlag auf einen Festkörper im wesentlichen durch die dämpfende Wirkung der immer dazwischen befindlichen Luft beeinflusst wird, muß bei dem Aufschlag Wasser gegen Wasser eine erhebliche Luftmenge eingefangen werden.

Als sicher kann angesehen werden, daß außer der REYNOLDSSchen Zahl Trägheits- und Oberflächenspannungskräfte die Luftaufnahme beim Brechen von Wellen bestimmen. Das gegenseitige Verhältnis dieser Kräfte wird im allgemeinen durch die WEBERSche Zahl

$$W = \frac{v^2 \cdot l}{s/\rho} \quad (15)$$

v = kennzeichnende Geschwindigkeit

l = kennzeichnende Länge

s = Oberflächenspannung je Längeneinheit

ρ = Dichte der Flüssigkeit

ausgedrückt; für den vorliegenden Fall dürfte es aber sinnvoller sein, die von BRETSCHNEIDER (1965) vorgeschlagene dimensionslose Kennzahl B zu verwenden, die für das Durchbrechen eines Wassertropfens durch eine freie Oberfläche aufgestellt wurde und die entsprechend für das Einschlagen einer Luftblase verwendet werden kann:

$$B = \frac{m \cdot v^2}{2 \cdot s \cdot F} \quad (16)$$

m = Masse des ausbrechenden Wassers

v = Geschwindigkeit des ausbrechenden Wassers

- s = Oberflächenspannung je Längeneinheit
 F = Fläche, auf der der Austausch Wasser-Luft stattfindet

Zwar ist es schwierig, die Masse m und die Fläche F bei den verschiedenen Brecherarten zu kennzeichnen; mit Sicherheit aber nimmt die Kennzahl B mit zunehmender Wellenhöhe durch die Aufschlaggeschwindigkeit v zu, wenn die Oberflächenspannung s gleichbleibt.

Es hat dabei den Anschein, als ob die Belüftungsintensität mit der Wellenhöhe oder der Kennzahl B allmählich zunimmt. Dies geht indirekt aus Messungen von SKLADNEV und POPOV (1969) hervor, bei denen Druckkräfte

brechender Wellen auf Betonformsteinböschungen untersucht wurden. Es wurden dabei Wellen von wenigen cm Höhe bis zu $H_N = 1,20$ m verwendet; die höchste Welle mit der Höhe $H_N = 1,20$ m erzeugte dabei einen dynamischen Differenzdruck Δp_N , der als Naturwert angesehen wurde. Die durch die niedrigen Wellen der Höhe H_M erzeugten Drücke Δp_M wurden dann als Werte einer Modellfamilie behandelt und nach dem FROUDESchen Modellgesetz auf die Naturwelle mit $H_N = 1,20$ m umgerechnet. Abbildung 7 zeigt, daß bei Wellenhöhen bis zu etwa $0,5 H_N$ keine Maßstabeffekte sichtbar werden, während bei niedrigeren Wellen die nach FROUDE übertragenen Druckspannungen um so größer werden, je kleiner die Wellenhöhen sind. Die Autoren erklären diese Zunahme ausdrücklich damit, daß bei den kleineren Wellen die Luftaufnahme beim Brechen auf der Böschung mit der Wellenhöhe nachläßt. Bei diesem Beispiel (Druck auf eine Betonböschung) liegt die kritische Wellenhöhe, unterhalb derer Maßstabeffekte bemerkbar werden, bei etwa $H = 0,5$ m; diese Grenze wird aber variabel sein je nach der speziellen Fragestellung, die bei den Brandungsvorgängen behandelt werden soll.

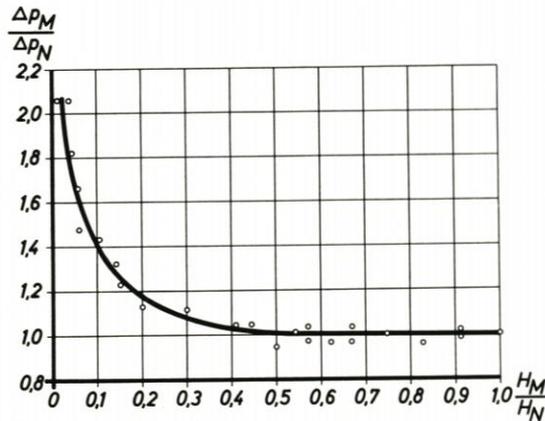


Abb. 7. Maßstabeffekte bei Brecherdrücken nach SKLADNEV und POPOV (1969)

V. Folgerungen

Für die Wellenwirkungen ist die Energie maßgebend, die auf der Längeneinheit in Wellenfortschrittsrichtung frei wird, d. h. der Wellenbewegung verlorengeht.

Es wurde gezeigt, daß ein namhafter Teil dieser freiwerdenden Energie durch den Belüftungsprozeß verbraucht wird; dies ist eine Wasser-Luft-Wechselwirkung, von der die Sohle nicht betroffen wird.

Im Gegenteil ist zu erwarten, daß vom Beginn des Brechens an mit abnehmender Wellenenergie Druck- und Strömungskräfte an der Sohle ebenfalls nachlassen. Ein Größtwert der Wasser-Boden-Wechselwirkung ist unmittelbar am Brechpunkt zu erwarten, besonders beim Aufschlag des Sturzbrechers, wo die Brecherzunge hohe Strömungsgeschwindigkeiten mit großer Turbulenz bis zur Sohle trägt. Aber gerade beim Sturzbrecher läßt die Wellenenergie dann schnell in Wellenfortschrittsrichtung nach.

Das bedeutet, daß die Feststoffbewegung landwärts des Brechpunktes (mit Ausnahme der

Wellenauflaufzone an der Strandbrandung) nachlassen muß. Auf die Bedeutung dieser Erscheinung für die Frage der Entstehung von Sandriffen sei hier nur hingewiesen.

Unmittelbar unter Brechern, besonders unter Sturzbrechern, kann es vorkommen, daß das Zweiphasengemisch Wasser-Luft durch Sandaufnahme zu einem Dreiphasengemisch wird. ZENKOVICH (1967) weist darauf hin, daß die eingeschlagenen Luftblasen imstande sind, beim Aufsteigen nach dem *Airlift*-Prinzip Sand in die oberen Wasserschichten zu fördern; so wurden Sandwolken mit maximal 30 g/l, im Mittel 10 g/l Sand festgestellt, die – mit den Brandungsströmungen in Suspension verfrachtet – erhebliche Materialumlagerungen bewirken können.

Für stationäre Strömungen hat BRETSCHNEIDER (1965) nachgewiesen, welche Bedeutung der Luftaufnahme zukommt, daß z. B. Tosbecken im Naturmaßstab wesentlich besser wirken als im Modell. Entsprechend ist, je kleiner die Wellenhöhe wird, um so geringer infolge der gleichbleibenden Oberflächenspannung die Wasser-Luft-Wechselwirkung. Das bedeutet, wenn die ankommende Wellenenergie zu 100 % angesetzt wird, daß ein um so größerer Anteil der Wellenenergie durch Sohlreibung, Reflexion oder durch andere Umformungen umgesetzt werden muß. Bei Wellen von wenigen cm Höhe tritt beim Brechen überhaupt keine Luftaufnahme mehr auf; bei diesen Wellen zerfällt die Schwerewelle in eine Schar von Kapillarwellen, ein großer Teil der Wellenenergie wird hier selbst an flachen Böschungen reflektiert. Es ist augenfällig, daß bei solchen kleinen Modellwellen von keinerlei Naturähnlichkeit mehr gesprochen werden kann, was den Prozeß des Brechens anbelangt; schon qualitativ verläuft das Brechen anders als in der Natur, weil z. B. die Oberflächenspannung die Bildung eines Sturzbrechers nicht mehr zuläßt.

Daraus folgt, daß Untersuchungen zur Physik der Brandungszonen nur an Wellen durchgeführt werden können, deren Höhen denen in der Natur entsprechen.

VI. Schrifttum

1. BRETSCHNEIDER, H., 1965: Die Auswirkungen von Oberflächenkräften im wasserbaulichen Versuchswesen. Die Bautechnik. Heft 4.
2. FÜHRBÖTER, A., 1966: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover. Heft 28.
3. FÜHRBÖTER, A., 1969: Laboratory Investigation of Impact Forces. Symposium Research on Wave Action. Delft. March 24–28. 1969. Paper 6.
4. FÜHRBÖTER, A., 1970: Air Entrainment and Energy Dissipation in Breakers. Twelfth Coastal Engineering Conference, Washington D.C. September 13–18. 1970. Paper 58.
5. GALVIN, C. J., 1969: Breaker Travel and Choice of Design Wave Height. Journal of the Waterways and Harbors Division. Proc. ASCE. May.
6. HÄUSLER, E., 1961: Energieumwandlung bei einem freifallenden Strahl in einem Wasserpöster. Dissertation. München. 1961.
7. HASSELMANN, K., 1968: Weak-Interaction Theory of Ocean Waves. Basic Developments in Fluid Mechanics. Vol. 2. Academic Press. Inc. New York.
8. KALBSKOPF, K. H., 1967: Strömungsverhältnisse und Sauerstoffeintrag bei Einsatz von Oberflächenbelüftern. Jahrbuch für Wasserchemie und Wasserreinigungstechnik. 1967.
9. LAMPRECHT, H.-O., 1955: Brandung und Uferveränderungen an der Westküste von Sylt. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover. Heft 8.
10. PRESS, H., u. SCHRÖDER, R., 1966: Hydromechanik im Wasserbau. Wilhelm Ernst u. Sohn. Berlin. München.
11. RAO, N. S. L., SEETHARAMIA, K., u. GANGADHARAI AH, T., 1970: Characteristics of Self-Aerated Flow. Hydraulics Division ASCE. February.
12. SKLADNEV, M. F., u. POPOV, I. YA., 1969: Studies of Wave Loads on Concrete Slope Protection of Earth Dams. Symposium Research on Wave Action. Delft. March 24–28. 1969.
13. ZENKOVICH, V. P., 1967: Processes of Coastal Development. Oliver and Boyd. Edinburgh. London.

Tidewellen in schematischen Ästuarien

Von Hans Vollmers und Jürgen Sündermann

1. Vorwort

Der Verlauf von Tidewellen in schematischen Ästuarien wurde mit Hilfe hydraulischer Modelle und hydrodynamisch-numerischer (HN) Modelle untersucht. Dabei wurde eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse für geometrisch einfache Formen festgestellt. In diesen Fällen lassen sich die hydraulischen Untersuchungen durch Berechnungen nach dem HN-Verfahren ersetzen.

2. Einleitung

Die Kenntnis der gezeitenbedingten Bewegungsvorgänge im Küstenbereich, insbesondere in den Ästuarien, ist von großer Bedeutung für den Küstenwasserbau und die Schifffahrt. Die quantitative Bestimmung dieser Prozesse, also etwa die Ermittlung der Wasserspiegellagen und der Strömungsgeschwindigkeiten als Funktionen des Ortes und der Zeit, kann durch direkte Messung im Meer, in neuerer Zeit aber auch durch hydraulische oder hydrodynamisch-numerische (HN) Modelle erfolgen, die die natürlichen Vorgänge simulieren. Da die Benutzung von Modellen im allgemeinen erheblich weniger aufwendig ist als die ozeanographische Messung und darüber hinaus die Möglichkeit bietet, die Auswirkungen etwa geplanter küstenbaulicher Maßnahmen zu studieren, haben sich Modelluntersuchungen in den letzten Jahren in zunehmendem Maße durchgesetzt. Insbesondere die HN-Methode kann dank der Entwicklung der elektronischen Großrechenanlagen heute zu den wirkungsvollsten Hilfsmitteln der dynamischen Ozeanographie gezählt werden.

Die folgenden Ergebnisse über den Verlauf von Tidewellen in Ästuarien sind mit Hilfe hydraulischer Modelle und von HN-Modellen gewonnen worden. Es war dabei ein Hauptanliegen, durch systematische Behandlung geometrisch einfacher Mündungsformen den Grad der Übereinstimmung, die Möglichkeiten und Grenzen der beiden grundsätzlich verschiedenen Verfahren festzustellen. Auf diese Weise kann eine sinnvolle gegenseitige Ergänzung beider Methoden erreicht werden, indem die aufwendigen hydraulischen Modellversuche gezielt nur in denjenigen komplizierten Fällen eingesetzt werden, in denen theoretische Ansätze noch nicht zur Verfügung stehen. Andererseits können HN-Untersuchungen die hydraulischen Modellversuchsanlagen von zeitraubenden Routineuntersuchungen entlasten und dann herangezogen werden, wenn die Aussagemöglichkeit des hydraulischen Großmodells aus technischen Gründen eingeschränkt ist, z. B. die Wirkung der Corioliskraft.

Die Untersuchungen werden in Zusammenarbeit zwischen der Bundesanstalt für Wasserbau und dem Institut für Meereskunde der Universität Hamburg ausgeführt und stehen unter dem Protektorat der Deutschen Forschungsgemeinschaft (Vo 153/1/2). Über den Fortgang der Untersuchungen wird weiter berichtet werden. Die hydraulischen Modellversuche wurden von Dipl.-Ing. WULZINGER ausgeführt.

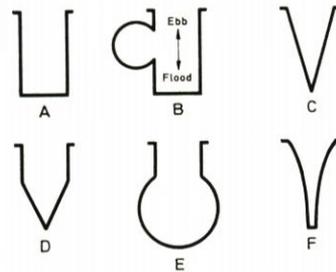


Abb. 1. Schematische Ästuartypen

Die hydraulischen Vorgänge in einem Tideästuar ohne ständigen Zufluß werden im wesentlichen von zwei Faktoren beeinflusst:

- a. Geometrie des Ästuars,
- b. Form der einlaufenden Tidewelle.

Im folgenden wird nur der Effekt a. untersucht. Bild 1 zeigt die benutzten schematischen Ästuarformen.

Die Typen B und E wurden aus zwei Tideströmen (Ems und Jade) an der deutschen Nordseeküste entwickelt. Der Vergleich mit dem hydraulischen Modell wurde bisher für die Formen A und D ausgeführt. Bei allen Versuchen wurde eine gleichförmige M_2 -Tide mit einer mittleren Amplitude von 1,5 m benutzt.

Die HN-Modelle liefern bisher vertikal integrierte Horizontalgeschwindigkeiten, also noch keine Aussagen über die Vertikalstruktur der Bewegungsvorgänge. Zu einem späteren Zeitpunkt soll auch die vertikale Dimension in die Untersuchungen einbezogen werden.

3. Das numerische Modell

Dem mathematischen Modell liegt die Überlegung zugrunde, daß sich die Bewegungsvorgänge im Wasser, insbesondere also die hier interessierenden instationären Tidewellen, nach den allgemein gültigen bekannten Grundgleichungen der Hydrodynamik vollziehen müssen,

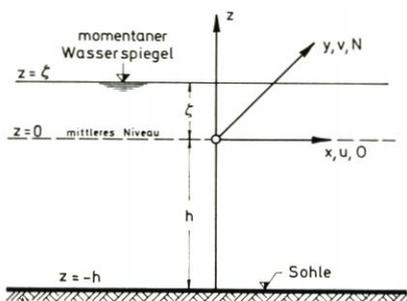


Abb. 2. Koordinatensystem

die den Zusammenhang zwischen wirkenden Kräften und resultierender Bewegung quantitativ beschreiben. Es ist daher grundsätzlich möglich, durch die mathematische Behandlung dieser Gleichungen Aufschluß über die Bewegungsvorgänge in einem bestimmten Areal zu gewinnen, falls das zugrundeliegende mathematische Modell den natürlichen Gegebenheiten weitgehend angepaßt wird.

Im allgemeinen ist wegen der Nichtlinearität der hydrodynamischen Differentialgleichungen eine analytische Lösung nicht möglich. Sie werden daher mit Hilfe eines von HANSEN [1] entwickelten Differenzenverfahrens (HN-Verfahren) numerisch gelöst. Der dabei auftretende erhebliche Rechenaufwand kann nur mit Hilfe moderner elektronischer Großrechner bewältigt werden. In den letzten Jahren wurde die HN-Methode für verschiedene natürliche Meeresgebiete getestet und hat sich bewährt (Technical Report [4], SÜNDERMANN [2]). Es wurden die folgenden Differentialgleichungen benutzt:

$$(1.1) \quad \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{r}{h + \zeta} u \sqrt{u^2 + v^2} - A_H \Delta u - fv + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$$

$$(1) \quad (1.2) \quad \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{r}{h + \zeta} v \sqrt{u^2 + v^2} - A_H \Delta v + fu + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} = 0$$

$$(1.3) \quad \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left((h + \zeta) u \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left((h + \zeta) v \right) = 0$$

$$(4.1) \quad \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{r}{h + \zeta} u |u| + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0$$

(4)

$$(4.2) \quad \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left((h + \zeta) u \right) = 0$$

Da bei den bisherigen Rechnungen nach dem HN-Verfahren ausschließlich natürliche Abmessungen zugrunde lagen, wurde das hydraulische Modell mit den entsprechenden Maßstäben versehen.

Für die Anwendung der Differenzenmethode mußte ein horizontales Gitternetz benutzt werden. Bild 3 zeigt das zweidimensionale Gittersystem für ein rechteckiges Ästuar.

Als Konstanten wurden benutzt:

- $\Delta x = \Delta y = 500$ m Gitterabstand zwischen gleichartigen Punkten
- $\Delta t = 27,9$ sec Zeitschritt
- $h = 15$ m Tiefe
- $A_H = 10^8$ cm² s⁻¹ Austauschkoeffizient
- $f = 1,2 \cdot 10^{-4}$ s⁻¹ Coriolisparameter (repräsentativer Nordseewert)
- $r = 0,003$ Reibungsfaktor
- $+$ = ζ -Rechenpunkt
- \times = u -Rechenpunkt
- \bullet = v -Rechenpunkt
- $A = 150$ cm Gezeitenamplitude am Kanaleingang
- $\sigma = 28,984$ °/h Winkelgeschwindigkeit der M₂-Tide
- $\varkappa = 90^\circ$ Phase der Tide am Kanaleingang

Die Rechnungen wurden jeweils bis zum stationären Zustand fortgeführt; dazu sind – wenn man gemäß (3) vom unbewegten Wasser ausgeht – ca. 12 Perioden erforderlich.

Für das 55-km-Becken (Typ A) wurde das eindimensionale Verfahren verwendet (Gleichung [4]). Das Gitternetz und die Konstanten sind in Bild 4 gegeben.

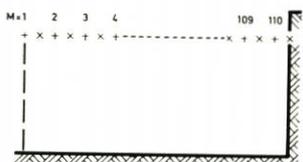


Abb. 4. Gitternetz für 55-km-Kanal (Typ A)

- $\Delta x = 500$ m Gitterabstand
- $\Delta t = 30$ sec Zeitschritt
- $h = 15$ m Tiefe
- $r = 0,003$ Reibungsfaktor
- $A = 162,5$ bzw. 164 cm Gezeitenamplitude am Kanaleingang
- $\sigma = 28,984$ °/h Winkelgeschwindigkeit der M₂-Tide
- $\varkappa = 90^\circ$ Phase der Tide am Kanaleingang
- $+$ = ζ -Rechenpunkt
- \times = u -Rechenpunkt

Die Amplituden wurden den im hydraulischen Modell am Kanaleingang tatsächlich gemessenen Werten angepaßt. Bis zum stationären Zustand waren etwa 5 Gezeitenperioden erforderlich.

Die Programme wurden in FORTRAN IV geschrieben.

In Bild 5 sind als Beispiel für das 55-km-Rechteckbecken (Typ A) für drei ausgewählte Punkte die Tidekurven und die dazugehörigen Geschwindigkeitskurven aufgetragen. Die Tidewelle stellt sich zum Ende des Beckens hin auf. Die Geschwindigkeitskurven zeigen den typischen steilen Flutanstieg und die gestreckte Verteilung bei Ebbe.

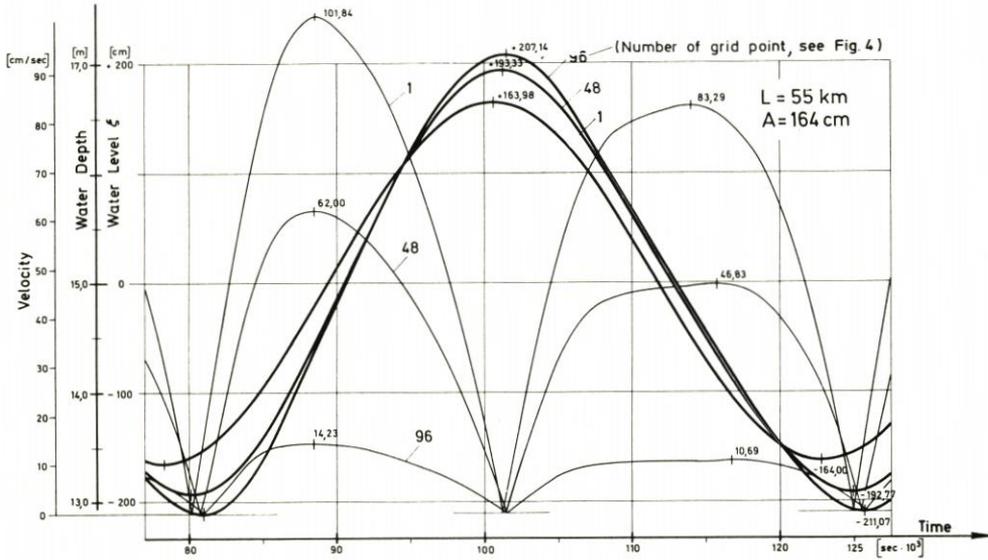


Abb. 5. Rechteckbecken 55 km (Typ A). Berechnete Tide- und Geschwindigkeitskurven

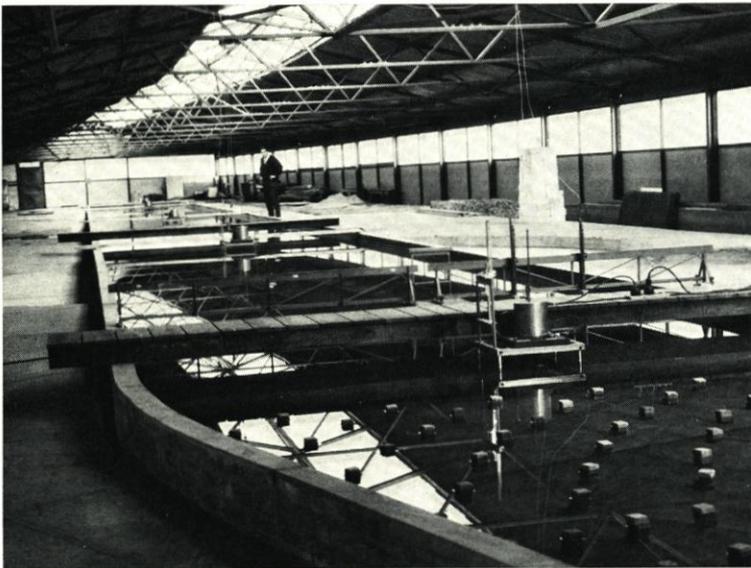


Abb. 6. Das hydraulische Modell

4. Das hydraulische Modell

Das hydraulische Modell des Typs A ist ein 55 m langes und 4 m breites Gerinne mit einer mittleren Wassertiefe von 0,15 m. Bild 6 zeigt ein Photo des Modells. Der Einlaufteil hatte eine feste Sohle mit künstlicher Rauigkeit. Das Becken selbst war mit Sand gefüllt, der durch die Strömung jedoch nicht bewegt wurde. Die Rauigkeit wurde dort durch quer zur Strö-

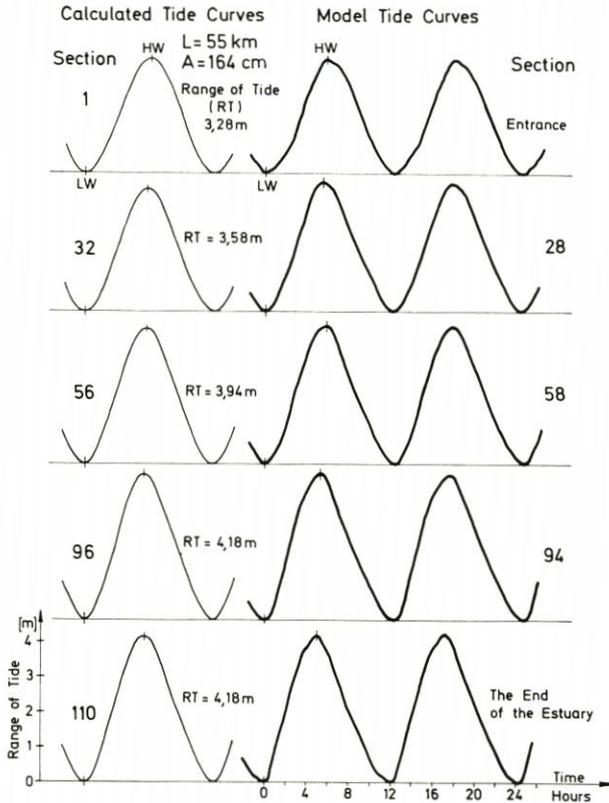


Abb. 7. Rechteckbecken 55 km (Typ A)

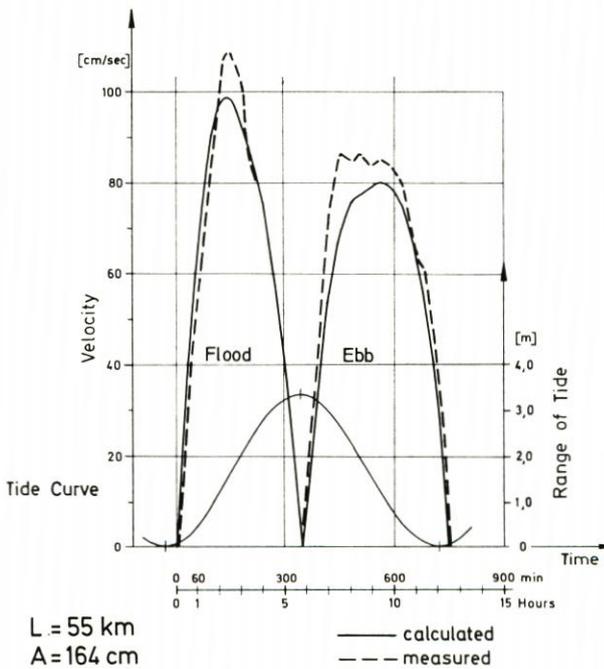


Abb. 8. Typische Geschwindigkeitskurve

mungsrichtung verlaufende etwa 1 cm hohe Sandwellen erzeugt. Sie entsprach dem bei der Rechnung angenommenen Reibungsfaktor $r = 0,003$ im HN-Modell.

Zur Anpassung an natürliche Verhältnisse wurden dem Modell einfache Maßstäbe eingepreßt: Längen und Breiten 1:1000, Tiefen 1:100. Die Verzerrung ist demnach 10fach. Sämtliche hydraulische Daten wurden nach FROUDE umgerechnet. Eine Tide dauerte im Modell 7,45 Minuten. Die Wasserspiegellagen wurden durch mechanische und elektrische Pegel und die Strömungsgeschwindigkeiten mit Mikroflügeln gemessen (VOLLMERS [3]).

Die ersten Versuche wurden in einem 16 m langen Rechteckbecken (d. h. 16 km Natur, Typ A) ausgeführt. Es war jedoch nicht möglich, auswertbare Ergebnisse zu erhalten, da das Modell zu kurz war und die Strömungsgeschwindigkeiten außerhalb der Meßgenauigkeit lagen.

In dem langen Becken (55 km Natur, Typ A) ließen sich die hydraulischen Messungen einwandfrei ausführen. Bild 7 zeigt nebeneinander die gemessenen und berechneten Wasserspiegellagen an verschiedenen Punkten während einer Tide. Da die Übereinstimmung sehr gut ist, mußten die Tidekurven nebeneinander gezeichnet werden. Die Tidewelle steilt sich – wie es ja bekannt ist – zum Kanalende hin auf und das anfangs symmetrische Zeitverhältnis Flut-Ebbe wird verschoben. Der Tidehub wächst von 3,28 m auf 4,18 m und das Zeitverhältnis $T_{nw}-T_{hw}$ zu $T_{hw}-T_{nw}$ nimmt von 1 am Einlauf auf 0,80 am Ende des Kanals ab.

Die Strömungsgeschwindig-

keiten wurden in verschiedenen Wassertiefen gemessen. Durch die Beschränkung des HN-Modells auf mittlere Geschwindigkeiten in der Vertikalen konnte der Vergleich zwischen den beiden Modellen nur für mittlere Verhältnisse angestellt werden. Bild 8 zeigt diesen Vergleich für eine mittlere berechnete und gemessene Kurve. Die Übereinstimmung ist sowohl in der Größe als auch im Verlauf zufriedenstellend. Die Charakteristik zeigt, daß bei Flut Beschleunigung und Verzögerung beträchtlich sind und infolgedessen auch die Schwankungen klein bleiben. Bei Ebbe ist die Verteilungskurve fülliger, deshalb treten größere Schwankungen im Mittelbereich auf.

In Bild 9 sind die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten in verschiedenen Wassertiefen aufgetragen. Die Übereinstimmung mit den entsprechenden gerechneten Werten ist befriedigend.

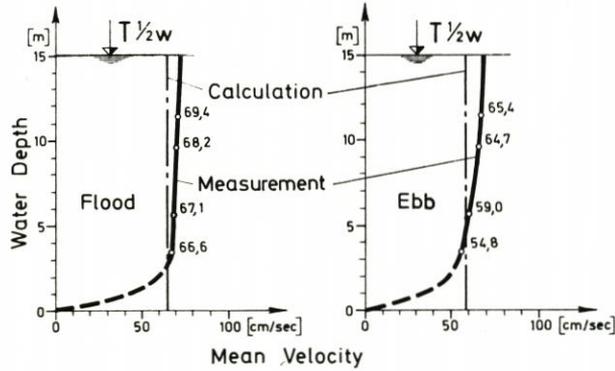


Abb. 9. Typische Vertikalverteilung der Geschwindigkeit

Bild 10 zeigt die Tidehübe in der Längsachse des Beckens. Neben den Rechenwerten für die Rechteckbecken mit 16 km und 50 km Länge mit einer Amplitude von 150 cm wurden die Messungen für das 55-km-Becken (Typ A und D) mit den gerechneten Werten verglichen. Die Unterschiede sind klein. Bei Berücksichtigung des Modellmaßstabes treten nur absolute Differenzen von 0,3 bis 0,6 mm auf. 50 % dieser Größen liegen innerhalb der möglichen Meßgenauigkeit.

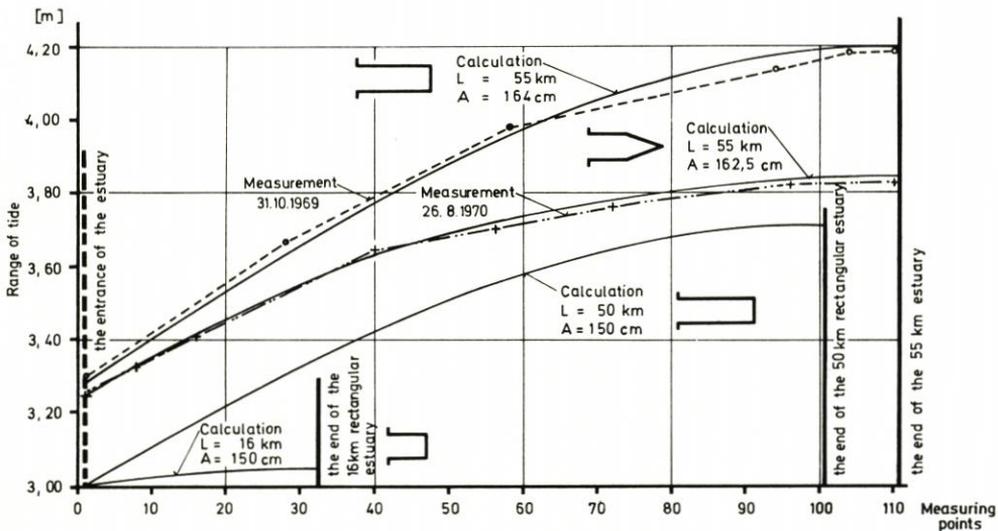


Abb. 10. Tidehub in Längsachse für verschiedene Ästuartypen (Messung und Rechnung)

5. Zusammenfassung

Durch einen systematischen Vergleich zwischen dem hydraulischen und dem mathematischen Modell wurde gezeigt, daß die Wasserspiegellagen und die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten für die untersuchten Ästuarformen gut übereinstimmen. In diesen Fällen ist die eindimensionale Rechenmethode ausreichend.

Für die Typen B und E spielen die Querschnittsveränderungen jedoch eine wichtige Rolle. Deshalb müssen dafür die zweidimensionalen HN-Modelle benutzt werden.

Schließlich müssen weitere Untersuchungen auch die vertikale Dimension miteinschließen, um Ansätze für die Sohlschubspannung finden zu können.

Literatur

- [1] HANSEN, Walter: Hydrodynamical methods applied to oceanographic problems. Mitt. Inst. Meereskde., Universität Hamburg, 1 (1962).
- [2] SÜNDERMANN, Jürgen: Ein Vergleich zwischen der analytischen und der numerischen Rechnung winderzeugter Strömungen und Wasserstände in einem Modellmeer mit Anwendungen auf die Nordsee. Mitt. Inst. Meereskde., Universität Hamburg, 4 (1966).
- [3] VOLLMERS, Hans: Großflächige Tidemodelle. Das Gas- und Wasserfach 42 (1969).
- [4] Anonym: Die Reproduktion der Bewegungsvorgänge im Meer mit Hilfe hydrodynamisch-numerischer Methoden. Mitt. Inst. Meereskde., Universität Hamburg, 5 (1966).

Die Messung von Dichteströmungen in einem idealisierten Tidemodell

Von Timm Stückrath

1. Einführung

Die Durchmischung von Süß- und Salzwasser in den Brackwassergebieten von Tideflüssen wird durch zwei Einflüsse gekennzeichnet: die turbulente Diffusion und die Dichteströmung.

Die turbulente Diffusion kann aus der Verteilung des Salzgehalts in Flußlängsrichtung und in lotrechter Richtung abgeleitet werden; die Dichteströmung wird aus den Strömungsprofilen in lotrechten Achsen bestimmt.

Die physikalische Beschreibung der Durchmischung von Süß- und Salzwasser in einer geschlossenen mathematischen Form ist nicht möglich, da die turbulente Diffusion und die Dichteströmung von so unterschiedlichen Größen wie der Tide, dem Oberwasser, der Form und Rauigkeit des Flußbettes und Gravitations- und CORIOLISKräften abhängen.

Die Forschung auf diesem Gebiet hat besonders zur Vorhersage der mittleren Salzgehaltsverteilung in Flußlängsachse wichtige Ergebnisse erzielt. Neben anderen Verfassern haben IPPEN und HARLEMAN (11, 12) festgestellt, daß das Diffusionsgesetz von FICK in eindimensionaler Anwendung zur Beschreibung der mittleren Salzgehaltsverteilung in Flußlängsrichtung herangezogen werden kann und daß die turbulente Energiedissipation der Tidewelle, die Querschnitte und das Oberwasser zutreffende Parameter ergeben, um Brackwassergebiete nach dem Zustand der Durchmischung einzuteilen.

Es muß jedoch noch eingehend erforscht werden, wie die Dichteströmungen in den Brackwassergebieten von Tideflüssen beeinflußt werden. Die bisherige Forschung über Dichteströmungen hat sich vornehmlich auf tidefreie Flußmündungen beschränkt, in denen das schwere Salzwasser und das leichtere Süßwasser in Schichten getrennt sind. Die Modellversuche, die im FRANZIUS-INSTITUT in Hannover mit Unterstützung durch die DEUTSCHE FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT durchgeführt wurden, hatten deshalb die Aufgabe, einen Beitrag zur Erforschung der Dichteströmung in durchmischten Brackwassergebieten zu liefern.

2. Beschreibung des Modells

Die Rinne, in der die Versuche durchgeführt wurden, ist auf Abbildung 1 dargestellt. Sie hatte eine Länge von 40 m, eine Breite von 0,4 m und eine mittlere Wassertiefe von 0,15 m.

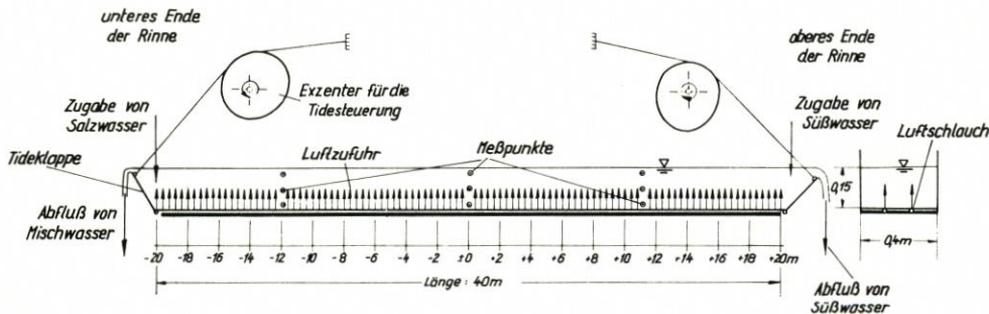


Abb. 1. Schematische Darstellung der Tiderinne

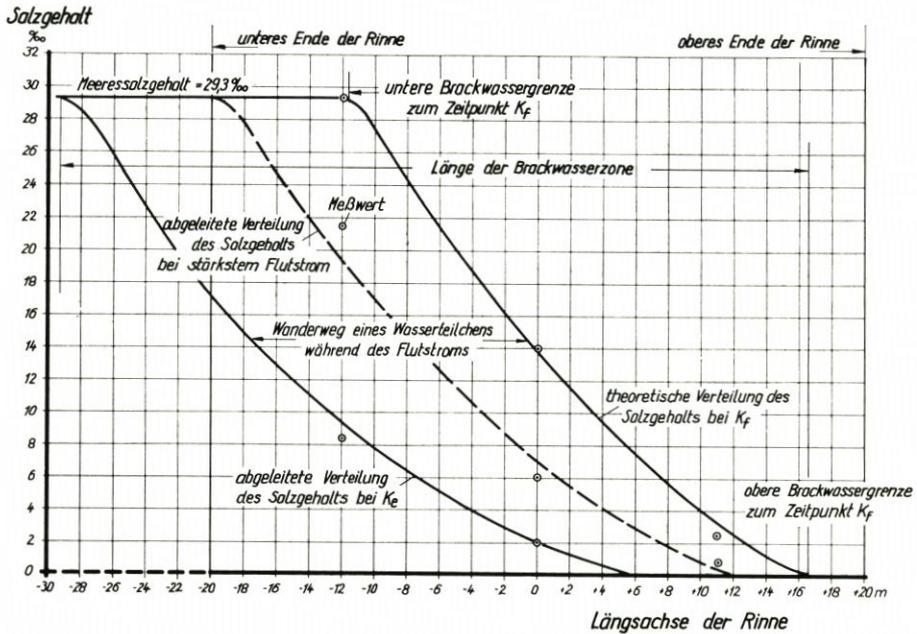


Abb. 2. Verteilung des mittleren Salzgehalts in der Rinne (Versuch 149)

Das Modell wurde am oberen Ende mit Süßwasser, am unteren Ende mit Salzwasser gespeist. Die Tide wurde durch Tideklappen erzeugt, die durch Exzenter bewegt wurden. In der Rinne

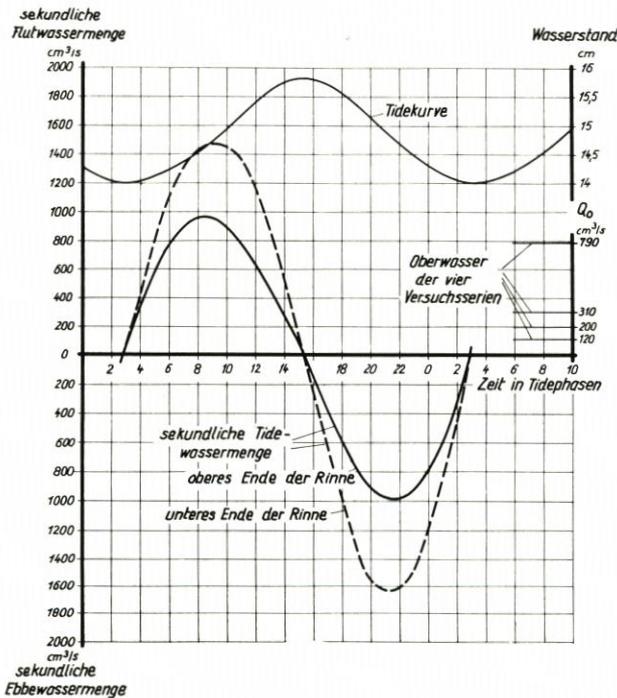


Abb. 3. Sekundäre Tide- und Oberwassermengen

bildete sich eine Brackwasserzone aus, die durch die Wasserzugabe und den Überfall über die Tideklappen so gehalten wurde, daß die obere Brackwassergrenze niemals das obere Ende der Rinne erreichte, während die untere Brackwassergrenze durchaus über das untere Ende der Rinne hinauswandern konnte (Abb. 2).

Da die natürliche Turbulenz in dem Modell sehr gering war, wurde Luft in fein verteilten Blasen vom Boden in die Rinne eingeleitet und damit eine künstliche Turbulenz erzeugt. Da eine gleichbleibende Luftzufuhr eine konstante Energiedissipation je Massen- oder Volumeneinheit bewirkt, auch wenn sich die Wassertiefe ändert, ist die Einleitung von Luft ein gutes Mittel, um in Tidemodellen eine gleichbleibende erhöhte Turbulenz zu erzeugen.

Rund 70 Modellversuche wurden ausgeführt und dabei drei Parameter in den folgenden Grenzen verändert:

- a. Mittlere Strömungsgeschwindigkeit des Oberwassers von 0,20 bis 1,35 cm/s (in 4 Serien),
- b. Salzgehalt des Meeres von 0 bis 35 ‰,
- c. Luftzufuhr von 4 bis 85 cm³/s · m².

Da die Tide im Modell keinen nennenswerten Einfluß auf die Turbulenz hatte, wurden alle Versuche mit einer gleichbleibenden Tide durchgeführt. Der Tidehub betrug 1,8 cm, die Tidedauer 30 Minuten. Die Tidewassermengen während einer Tidedauer (die Tide wurde in 24 Phasen aufgeteilt) und das Oberwasser sind Abbildung 3 zu entnehmen.

Der Salzgehalt wurde über die elektrische Leitfähigkeit des Salzwassers an 9 Festpunkten in 3 Meßlotrechten und je 3 Wassertiefen gemessen (Abb. 1). Die geringen Strömungsgeschwindigkeiten wurden mit elastisch eingespannten Stauscheiben aufgenommen, die auf Abbildung 4 dargestellt sind.

Die Stauscheiben waren an starren Aluminiumdrähten aufgehängt, die vor ihrer Einspannung in eine dünne Blattfeder mündeten. Bei einer Auslenkung der Pendel durch die Strömung war die elastische Verformung allein auf die Blattfedern beschränkt. Die Krümmung der Blattfedern wurde durch Dehnmeßstreifen aufgenommen. Über eine Eichkurve konnten mit diesen Strömungsmessgeräten Strömungsgeschwindigkeiten zwischen 0,2 cm/s und 10 cm/s mit guter Genauigkeit gemessen werden.

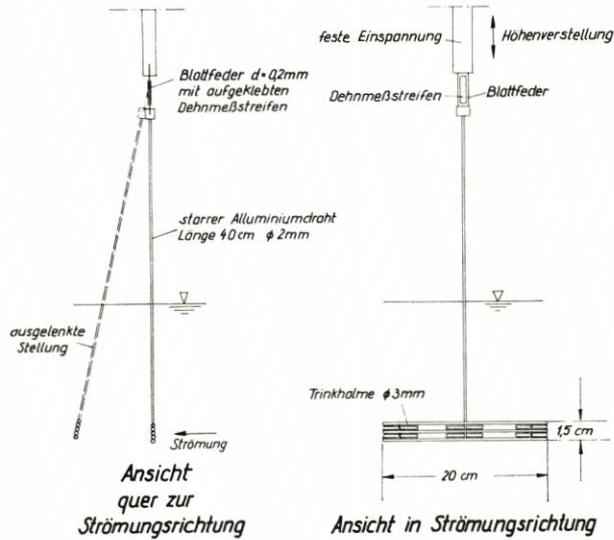
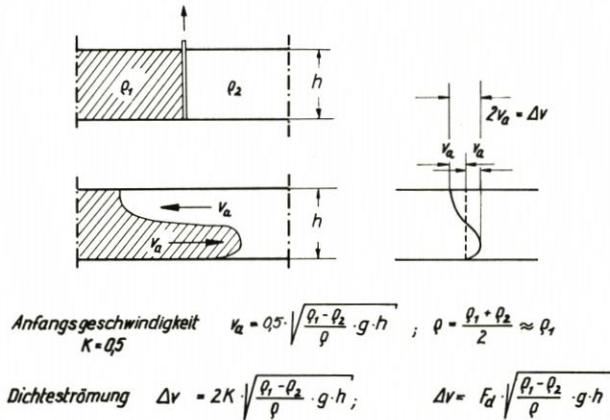


Abb. 4. Stauscheibe zum Messen von geringen Strömungsgeschwindigkeiten



Anfangsgeschwindigkeit $K=0,5$ $v_a = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}$; $\rho = \frac{\rho_1 + \rho_2}{2} \approx \rho_1$

Dichteströmung $\Delta v = 2K \cdot \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}$; $\Delta v = F_d \cdot \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}$

3. Salzgehaltsverteilung

Da das Gesetz von FICK in zahlreichen Veröffentlichungen (5, 8, 9, 14, 15) für natürliche Brack-

FROUDEsche Dichtezahl $F_d = \frac{\Delta v}{\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}}$

FROUDEsche Zahl: $\rho_2 = 0$; $F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$

Abb. 5. Die Anfangsgeschwindigkeit

wassergebiete mit verschiedenen Durchmischungsgraden zur Beschreibung der Salzgehaltsverteilung bereits mit Erfolg herangezogen werden konnte, war es zweckmäßig, auch die Modellversuche des FRANZIUS-INSTITUTS mit dieser mathematischen Verknüpfung zu ordnen und zu prüfen. Eine ausführliche Beschreibung der Modellversuche und ihrer Auswertung wurde vor kurzem veröffentlicht (16). Daher soll hier nur angemerkt werden, daß die gemessene Salzgehalts-

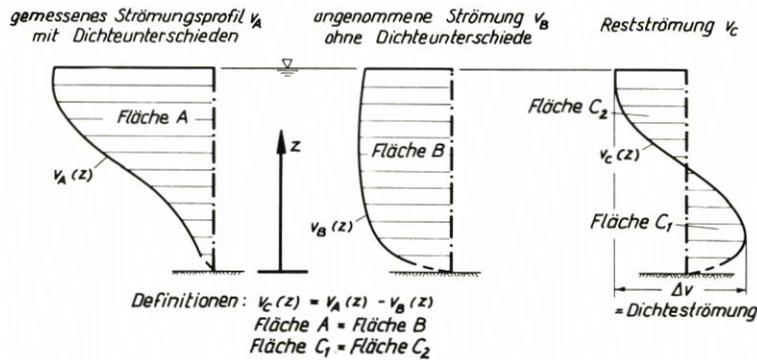


Abb. 6. Definition der Dichteströmung

verteilung mit diesem Gesetz gut anzunähern war, wie auch das Beispiel auf Abbildung 2 beweist.

Bei der Anwendung des Diffusionsgesetzes von FICK wurde statt der Energiedissipation der Tidewelle, die in natürlichen Gewässern neben dem Oberwasser den Durchmischungsgrad bestimmt, die Energiedissipation der Luftzufuhr benutzt. Dabei konnten die Versuche des MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY zum Vergleich herangezogen werden, bei denen in einer tidefreien Rinne die künstliche Turbulenz durch bewegte Drahtgitter erzeugt wurde (6, 7, 10).

Für die Analyse der Dichteströmungen ist es nicht unbedingt erforderlich, die Salzgehaltsverteilung theoretisch vorherbestimmen zu können. Um auf die Dichteströmung schließen zu können, muß nur vorausgesetzt werden (z. B. durch Messungen in der Natur oder im Modell), daß die Salzgehaltsverteilung an jedem Punkt zu jeder Zeit bekannt ist.

4. Dichteströmungen

Das Schulbeispiel der Dichteströmungen ist die Bestimmung der Anfangsgeschwindigkeit v_a , die auftritt, wenn eine lotrechte Trennwand zwischen zwei Flüssigkeiten unterschiedlicher Dichte (ρ_1 und ρ_2) plötzlich beseitigt wird (Abb. 5).

Die Gleichung, die diese Geschwindigkeit beschreibt, lautet:

$$v_a = K \cdot \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}$$

K = Konstante

ρ_1 = Dichte der schwereren Flüssigkeit

ρ_2 = Dichte der leichteren Flüssigkeit

ρ = $1/2 (\rho_1 + \rho_2)$ bei Süß- und Salzwasser: $\rho \cong \rho_1$

g = Erdbeschleunigung

h = Wassertiefe.

Viele Untersuchungen wurden bereits ausgeführt, um die Anfangsgeschwindigkeit zu bestimmen. Neben anderen Verfassern haben O'BRIEN und CHERNO (13), KEULEGAN (zitiert in [4]), YIH (zitiert in [3]) und BAHR (4) mit Modellversuchen nachgewiesen, daß die Konstante K den Wert 0,5 hat. ABRAHAM und v. D. BURGH (2) konnten die gleiche Größe der Konstanten theoretisch beweisen, ALLEN und PRICE (3) bestimmten sie an Schiffsschleusen.

Wenn nach Abbildung 5 die lotrechte Trennwand beseitigt worden ist, ergibt sich die Dichteströmung zu:

$$\Delta v = 2v_a$$

Damit kann die Ausgangsgleichung umgeformt werden zu:

$$\Delta v = 2K \sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}$$

oder

$$F_d = 2K = \frac{\Delta v}{\sqrt{\frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho} \cdot g \cdot h}}$$

F_d wird die FROUDESche Dichtezahl genannt; für die Anfangsgeschwindigkeit ist $F_d = 1$.

In einer natürlichen Flußmündung kann die Dichteströmung Δv definiert werden als der Unterschied zwischen dem gemessenen Strömungsprofil und einem Strömungsprofil, das sich bei fehlender Dichte ausbilden würde (Abb. 6).

Die Versuche im FRANZIUS-INSTITUT haben gezeigt, daß die FROUDESche Dichtezahl auch für die Beschreibung der Dichteströmung in durchmischten Brackwassergebieten einen zutreffenden Parameter liefert, wenn man in einer Lotrechten mit ρ_1 die Dichte an der Sohle und mit ρ_2 die Dichte an der Oberfläche bezeichnet.

Auf Abbildung 7 werden die über die Tide gemittelten Dichteunterschiede aller drei Meßlotrechten des Modells mit den durchschnittlichen Dichteströmungen verglichen. Es zeigt sich, daß alle Einzelergebnisse eine durchschnittliche FROUDESche Dichtezahl $F_d < 1$ ergeben.

Die Ausgleichsgerade gibt:

$$F_d \cong 0,6.$$

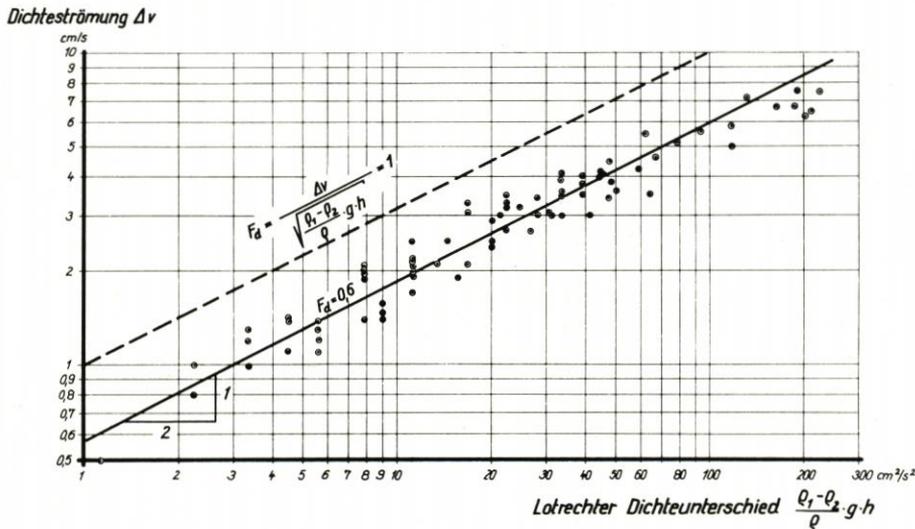


Abb. 7. Durchschnittliche Dichteströmung in Abhängigkeit vom lotrechten Dichteunterschied

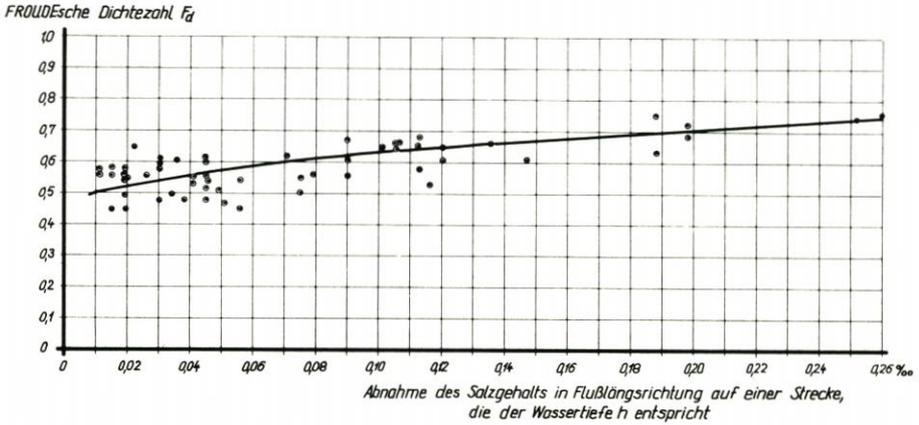


Abb. 8. Abhängigkeit der FROUDESchen Dichtezahl von der Länge der Brackwasserzone

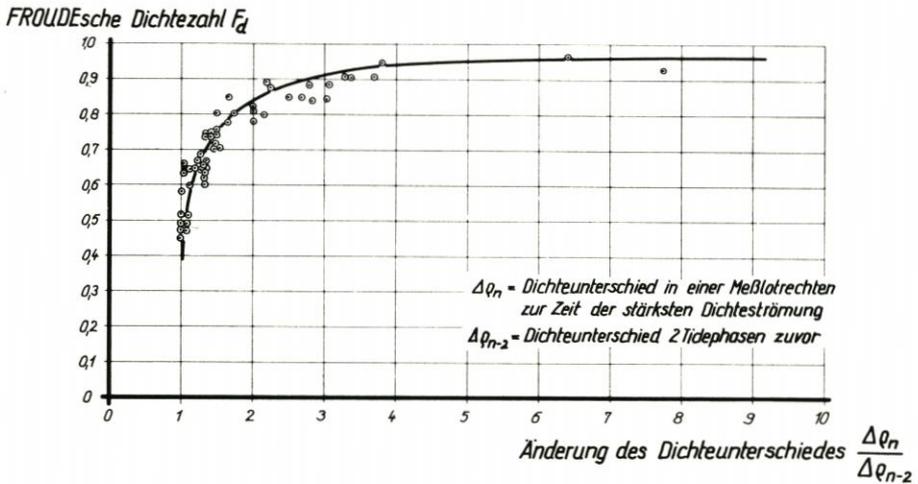


Abb. 9. Abhängigkeit der FROUDESchen Dichtezahl von der Änderung des lotrechten Dichteunterschiedes, Beispiel: Maximalwerte

Auf Abbildung 8 sind die nach Abbildung 7 errechneten durchschnittlichen FROUDESchen Dichtezahlen der Abnahme des Salzgehalts in Flußlängsrichtung gegenübergestellt. Um Brackwassergebiete mit verschiedener Wassertiefe und verschiedenem Meeressalzgehalt vergleichen zu können, ist als Abszisse in Abbildung 8 die Salzgehaltsabnahme in ‰ angegeben, die sich in Flußlängsachse auf einer Strecke von der Größe der Wassertiefe ergibt.

Aus Abbildung 8 kann quantitativ abgelesen werden, was ABBOTT (1) bereits in anderer Formulierung aus Naturbeobachtungen geschlossen hat: Wenn in zwei Brackwassergebieten gleicher mittlerer Tiefe die gleiche lotrechte Salzgehaltsverteilung auftritt, aber verschiedene Längen der Brackwasserzonen vorliegen, so ist die kürzere Brackwasserzone durch höhere Dichteströmungen gekennzeichnet.

Abbildung 8 konnte nicht die Abhängigkeit der Dichteströmungen von der zeitlichen Änderung der Salzgehaltsverteilung zeigen, da sie von Ausgangswerten abgeleitet wurde, die über die Tidedauer gemittelt wurden. Die Abhängigkeit der Dichteströmungen von der zeit-

lichen Änderung des Salzgehalts kann Abbildung 9 für die Maximalwerte der Dichteströmungen entnommen werden. In der Rinne traten die größten Dichteströmungen auf, kurz bevor der größte Salzgehalt an der Sohle bei den einzelnen Meßlotrechten gemessen wurde; daher wurde auf Abbildung 9 versucht, den Zustand vor der größten Dichteströmung mit dem Zustand zur Zeit der größten Dichteströmung zu vergleichen.

$\Delta\varrho_n$ bezeichnet den lotrechten Dichteunterschied zur Zeit der größten Dichteströmung, $\Delta\varrho_{n-2}$ den Dichteunterschied, der 2/24 einer Tidedauer zuvor aufgetreten ist. Für Versuche, bei denen keine Änderung des Dichteunterschiedes auftrat, ergibt die Abszisse den Wert 1. Für diesen Abszissenwert liefert Abbildung 9 die FROUDESche Dichtezahl $F_d = 0,5$ bis $0,6$. Wenn keine schnelle Änderung des Dichteunterschiedes in einem Brackwassergebiet auftritt, kann daher die Dichteströmung nach Abbildung 7 bestimmt werden ($F_d \cong 0,6$).

Wenn jedoch die Abszisse $\frac{\Delta\varrho_n}{\Delta\varrho_{n-2}}$ gegen ∞ strebt, nähert sich F_d dem Grenzwert 1.

Bei diesem Grenzfall ändert sich der Dichteunterschied plötzlich, es entstehen damit ähnliche Bedingungen wie bei der Anfangsgeschwindigkeit, für die die FROUDESche Dichtezahl $F_d = 1$ (Abb. 5) exakt gilt.

5. Schlußbetrachtung

Im FRANZIUS-INSTITUT wurden Modellversuche mit idealisierten Brackwassergebieten durchgeführt, bei denen die Salzgehaltsverteilung beliebig geändert werden konnte. Die gemessenen Dichteströmungen zeigten eine Abhängigkeit von der lotrechten Salzgehaltsverteilung, der Salzgehaltsverteilung in Flußlängsachse und der zeitlichen Änderung des Salzgehalts.

6. Schrifttum

1. ABBOTT, M. B.: Salinity effects in estuaries. Sears Foundation, J. Marine Research 18 (1960), 2.
2. ABRAHAM, G., und v. D. BURGH, P.: Pneumatic reduction of salt intrusion through locks. Proc. ASCE, J. Hydraulics Division (1964).
3. ALLEN, F. H., und PRICE, W. A.: Density currents and siltation in docks and tidal basins. Dock and Harbour (Juli 1959).
4. BARR, D. I. H.: Densimetric exchange flow in rectangular channels. La Houille Blanche (1963).
5. GOLE, C. V., und THAKER, V. S.: Progressive salinity intrusion during dry season in the Hooghly estuary. Proc. 13th Congress IAHR 3, Subj. C. Kyoto (1969).
6. HARLEMAN, D. R. F., JORDAN, J. M., und LIN, J. D.: The diffusion of two fluids of different density in a homogenous turbulent field. Massachusetts Inst. Techn., Hydrodyn. Laboratory, Techn. Report 31 (1959).
7. HARLEMAN, D. R. F., McDOUGALL, D. W., GALVIN, C. J., und HOOPES, J. A.: An analysis on one-dimensional convective diffusion phenomena in an idealized estuary. Massachusetts Inst. Techn., Hydrodyn. Laboratory, Techn. Report 42 (1961).
8. HARLEMAN, D. R. F., und HOOPES, J. A.: The prediction of salinity intrusion changes in partially mixed estuaries. 10th Congress IAHR, Vol. 1; 1.15. London (1963).
9. HARLEMAN, D. R. F., und ABRAHAM, G.: One dimensional analysis of salinity intrusion in the Rotterdam Waterway. Delft Hydraulics Laboratory 44 (1966).
10. IPPEN, A. T., HARLEMAN, D. R. F., und LIN, J. D.: Turbulent diffusion and gravitational convection in an idealized estuary. Massachusetts Inst. Techn., Hydrodyn. Laboratory, Techn. Report 38 (1960).
11. IPPEN, A. T., und HARLEMAN, D. R. F.: One dimensional analysis of salinity intrusion in estuaries. Corps of Eng. U.S. Army, Committee on Tidal Hydraulics, Techn. Bull. 5 (1961).

12. IPPEN, A. T. ed.: Estuary and coastline hydrodynamics. McGraw-Hill, 1966.
13. O'BRIEN, M. P., und CHERNO, J.: Model law for motion of salt water through fresh. Transactions ASCE 99, (1934).
14. PARTENSKY, H. W., und LOUCHARD, L.: Etude sur le variation cyclique de la salinité moyenne dans l'estuaire du Saint-Laurent. Université de Montréal, Ecole Polytechn. Division d'Hydraulique (1967).
15. PARTHENIADES, E.: Field investigations to determine sediment sources and salinity intrusion in the Maracaibo estuary, Venezuela. Massachusetts Inst. Techn., Hydrodyn. Laboratory, Report 94 (1966).
16. STÜCKRATH, T.: Über die Durchmischung von Süß- und Salzwasser in den Brackwasser-gebieten von Tideflüssen. Mitt. Franzius-Inst. 35 (1970).

Sediment-Transport in einem Seeschiffahrtskanal

Von Ulrich Plate und Georg-Wilhelm Keil

Wenn ein Schiff durch einen Kanal fährt, verursacht es eine Rückströmung des Wassers, die bei entsprechender Größe die Sohle und die Unterwasserböschungen angreift. Besteht der anstehende Boden aus Sand, kann die ständige Erosion auf die Dauer zum Zusammenbruch der Uferböschungen führen. In diesem Aufsatz wird versucht, einige der Parameter aufzuzeigen, die diesen Erosionsvorgang beherrschen.

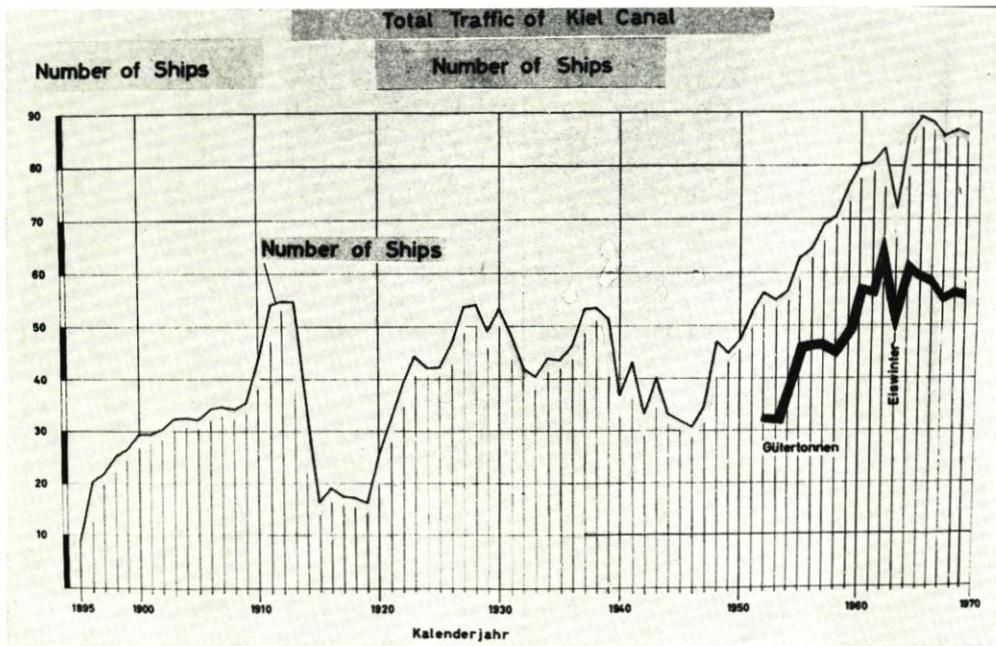


Abb. 1. Schiffsdurchgänge in Tausend

Bei dem Kanal handelt es sich um den Nord-Ostsee-Kanal (NOK), der der Schifffahrt den Weg um Skagen erspart. Seine Querschnittsabmessungen waren bis vor kurzem: Sohlenbreite 44 m, Wasserspiegelbreite 102 m, Wassertiefe 11 m und eine Neigung der Unterwasserböschungen von 1:3. Voll abgeladen können Schiffe bis ungefähr 13 000 BRT den Kanal befahren.

Die Böschungserosion wurde zu einem ernststen Problem, das den Bestand des Kanals bedrohte, als seit 1955 der Verkehr auf dem Kanal steil zunahm.

In gleichem Maße nahm der Umfang der jährlich erforderlichen Unterhaltungsbaggerungen von der Kanalsohle zu.

Das Material, das die Sohle immer wieder aufhöhte und weggebaggert werden mußte, konnte nur von den Unterwasserböschungen kommen, die dadurch ständig steiler wurden, bis ihre Standsicherheit überschritten war und sich große Böschungsrutschungen einstellten.

Mit der Zunahme des Verkehrs und insbesondere der Größe der Schiffe war das Gleichgewicht gestört worden, das sich im Laufe der Zeit zwischen dem Kanalprofil und der Erosionswirkung der Rückströmung auf Sohle und Böschungen eingestellt hatte. Um genaue Kenntnis

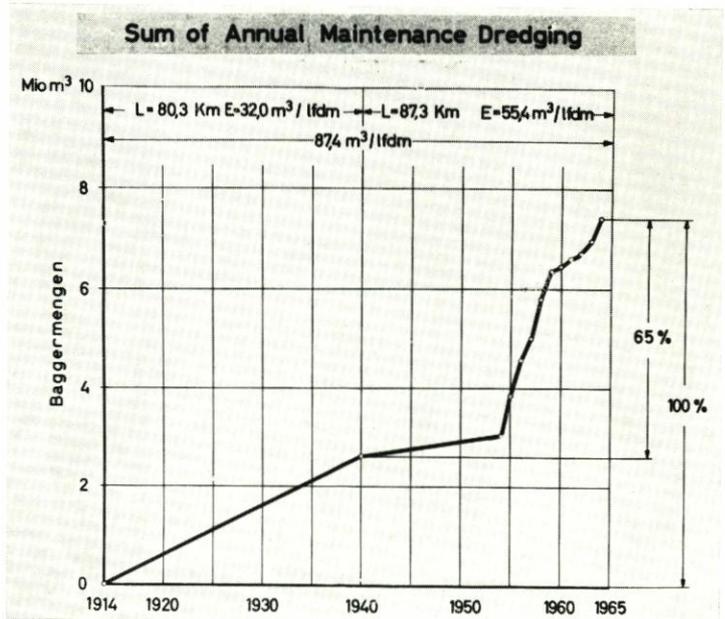


Abb. 2
 Summenlinie der im
 Rahmen der Unterhaltung
 aus dem Kanal gebaggerten
 Massen

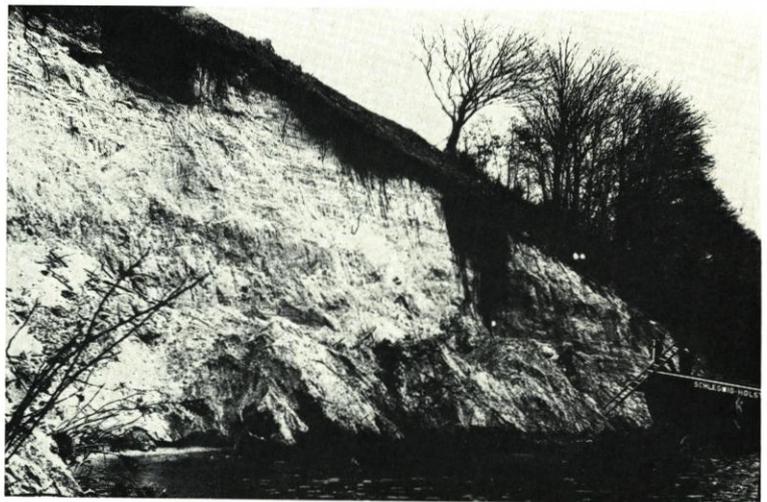


Abb. 3
 Beispiel einer Böschung-
 rutschung

vom Ausmaß der Schäden zu erhalten, wurde das vorhandene Profil des Kanales mit Hilfe von Echolotpeilungen, Handpeilungen und Tauchern untersucht.

Abbildung 4 zeigt einige typische Profile. Durch diese Profilaufnahmen gewann man Einblick in die Morphologie der Kanalsohle. Abhängig von Linienführung, Wassertiefe und Sohlenbreite des Kanals stellen sich vier verschiedene Sohlenformen ein.

1. Auf der geraden Strecke mit Normalprofil bilden sich an beiden Böschungsfüßen in Kanallängsrichtung tiefe Rinnen aus. Eine dritte in Kanalmitte – ausgewaschen durch den Propellerstrahl tiefergehender Schiffe – ist zu beiden Seiten eingefasst von bis zu 1,5 m hohen Rücken.
2. Bei 2 m größerer Wassertiefe, aber sonst gleichen Verhältnissen wie unter 1 treten die Rinnen am Fuß der Böschungen auch auf. Die Mittelrinne dagegen fehlt. Statt dessen bildet sich

hier auf ganzer Sohlenbreite ein Sandrücken mit hohem Feinkornanteil aus. In den Rinnen steht größeres Material an.

3. In einer Kanalkurve mit Normalprofil findet sich am Fuß der Außenböschung eine über-tiefe Rinne, weil hier die erodierende Wirkung des Schraubenstrahles der mit dem Heck an der Außenböschung entlangdriftenden Schiffe die rinnenbildende Erosion der Rückströmung verstärkt.
4. Bei genügend großer Kanalbreite treten weder Rinnen noch Rücken auf, sondern es stellt sich ein Muldenprofil ein.

Die Profile 1 bis 3 sind „Erosionsprofile“; Profil 4 kann als „Gleichgewichtsprofil“ bezeichnet werden.

Um die Mechanik des Erosionsvorganges zu erkunden, wurde als erstes die Frage zu beantworten versucht, welchen Schleppspannungen bzw. Wasserfließgeschwindigkeiten der anstehende Boden – ein gleichförmiger Sand mit mittlerem Korndurchmesser von 0,53 mm – noch widerstehen kann. Die bekannten, theoretisch abgeleiteten Geschiebetransportformeln von WHITE, SHIELDS, KREY, MEYER-PETER/MÜLLER und das nach in der Natur gemessenen Werten aufgestellte Diagramm von LANE ergeben die folgenden Werte:

	τ crit	v crit
WHITE	45 g/m ²	} 50 g/m ² \cong 0,22 m/s
SHIELDS	39 g/m ²	
KREY	66 g/m ²	
MEYER-PETER und MÜLLER	41 g/m ²	
LANE	90–150 g/m ²	\cong 0,3–0,4 m/s

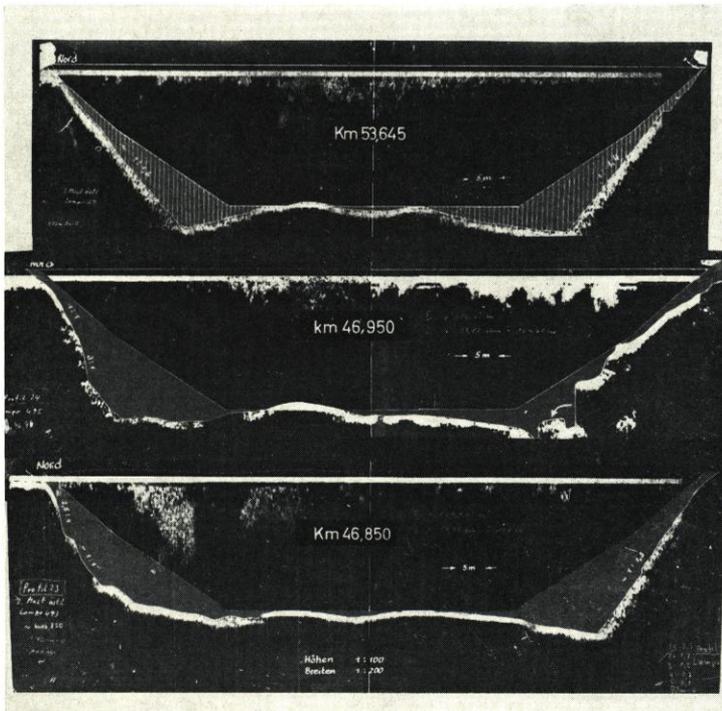
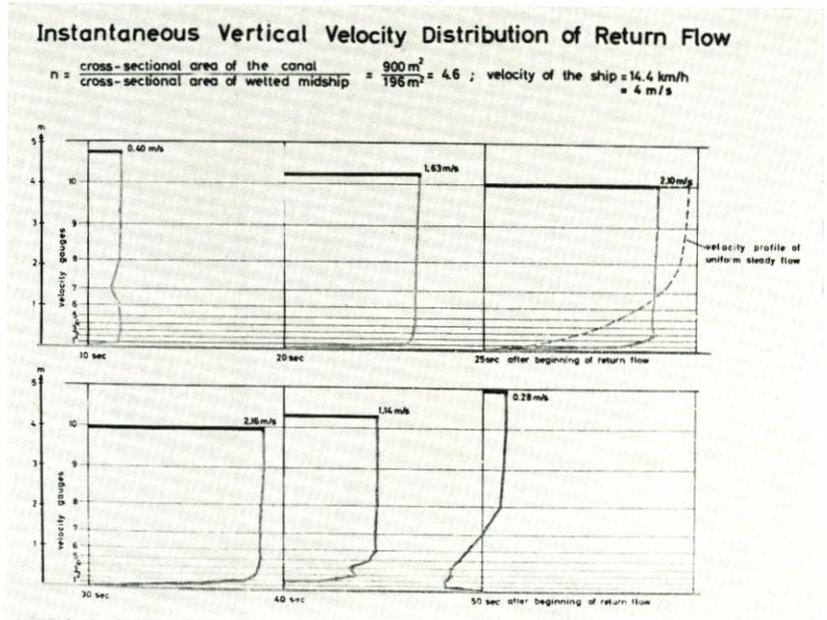


Abb. 4
Zustand der Unterwasserböschungen mit eingezeichnetem Sollprofil

Im NOK jedoch treten mittlere Rückstromgeschwindigkeiten von über 2 m/s auf, die den oberen Werten zufolge zehnmal so groß sind wie die für den anstehenden Sand kritischen; die auftretenden Schleppspannungen werden damit hundertmal so groß wie die kritischen.

Die mittlere Rückstromgeschwindigkeit aber ist ein zu allgemeiner Parameter, um den Erosionsvorgang erschöpfend zu beschreiben. Mehr Einblick gewinnt man, wenn man die



vertikale Geschwindigkeitsverteilung der Rückströmung betrachtet, wie sie mit Hilfe von 10 Geschwindigkeitsmessern, die an einer Stange übereinander montiert waren, auf der Böschung gemessen wurde.

In Abbildung 5 ist das gemessene Geschwindigkeitsprofil aufgezeichnet. Es zeigt überhaupt keine Ähnlichkeit mit der strichiert dargestellten logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung einer gleichförmigen stationären Strömung, auf der alle oben erwähnten Geschiebetransportformeln aufgebaut sind. Die vertikale Geschwindigkeitsverteilung der Rückströmung ist eher die einer Strömung, die gerade im Entstehen begriffen ist. Der Unterschied dieses scharfen, nahezu rechteckigen Geschwindigkeitsprofils mit seinen hohen Werten am Boden im Vergleich zu der logarithmischen Verteilung der gleichförmig stationären Strömung ist offenbar, und demzufolge muß die auf die Unterwasserböschungen wirkende tatsächliche Schleppspannung größer sein, als der in die Geschiebetransportformeln eingehende Mittelwert der Rückstromgeschwindigkeit angibt. Wenn die Rückströmung ein länger andauernder Vorgang wäre, wenn sie mehr Zeit zum „Ausreifen“ hätte, würde sie sich von der auf ganzer Wassertiefe beschleunigten instationären Bewegung in eine gleichförmige stationäre mit logarithmischer Geschwindigkeitsverteilung umwandeln, indem die hohen Geschwindigkeiten am Boden durch Reibung abgebaut würden.

Abbildung 5 zeigt auch das Maß an Beschleunigung, dem die Rückströmung unterliegt. Innerhalb von 30 Sekunden wird in diesem Fall eine Geschwindigkeit von 2,16 m/s erreicht und innerhalb weiterer 20 Sekunden diese wieder auf 0,28 m/sec verzögert.

Der Absink des Wasserspiegels während dieser kurzen Zeit ist eine weitere Größe von Einfluß auf die Böschungserosion, da er momentan auf ganzer Böschungshöhe einen in den

Kanal gerichteten Strömungsdruck auf das Böschungsmaterial hervorruft, der es der Schleppkraft erleichtert, die einzelnen Körner aus ihrer Lagerung zu lösen.

Nachdem eben die vertikale Geschwindigkeitsverteilung der Rückströmung diskutiert wurde, zeigt Abbildung 6 ihre horizontale Verteilung, gemessen 25 cm über Sohle bzw. Böschungen. Dieses Geschwindigkeitsmuster schleppt das Schiff bei seiner Fahrt durch den Kanal ständig mit sich. Für eine bestimmte Stelle auf der Böschung oder der Sohle, über die das Schiff gerade hinwegfährt, sind das die momentanen Werte der Rückstromgeschwindigkeiten.

Diese Darstellung zeigt eindrucksvoll den zeitlichen Ablauf der Rückströmung. Drei Zonen können unterschieden werden: die Beschleunigungszone, die Zone gleichförmiger Bewegung und die Verzögerungszone. Bei mittleren Schiffsgeschwindigkeiten dauern diese Fließzustände ungefähr gleich lange an. Erhöht sich die Schiffsgeschwindigkeit, so verlängert sich die Beschleunigungszone auf Kosten der Dauer der gleichförmigen Bewegung, während die Verzögerungszone gleich bleibt.

Ebenso zeigt Abbildung 6 deutlich, daß auch der Maximalwert der Rückstromgeschwindigkeit allein kein geeigneter Parameter ist, um die von der Rückströmung auf Sohle und Böschungen ausgehende erodierende Wirkung erschöpfend zu beschreiben, da er nur eine kurzzeitig auftretende Größe in einem instationären Vorgang ist. Die Beschleunigung scheint hier vielmehr derjenige Parameter zu sein, der die Erosion beherrscht und daher in eine allgemeine Theorie der Erosion infolge Rückströmung eingehen sollte.

Da diese Theorie aber noch nicht existierte, mußten wir zugeben, daß das Problem zu komplex war, um es rein theoretisch behandeln zu können.

Es wurden daher Modellversuche bei der SOGREA in Grenoble, Frankreich, durchgeführt mit dem Ziel, herauszufinden, wie groß der Kanalquerschnitt sein muß, damit die Erosion auf ein erträgliches Maß reduziert wird.

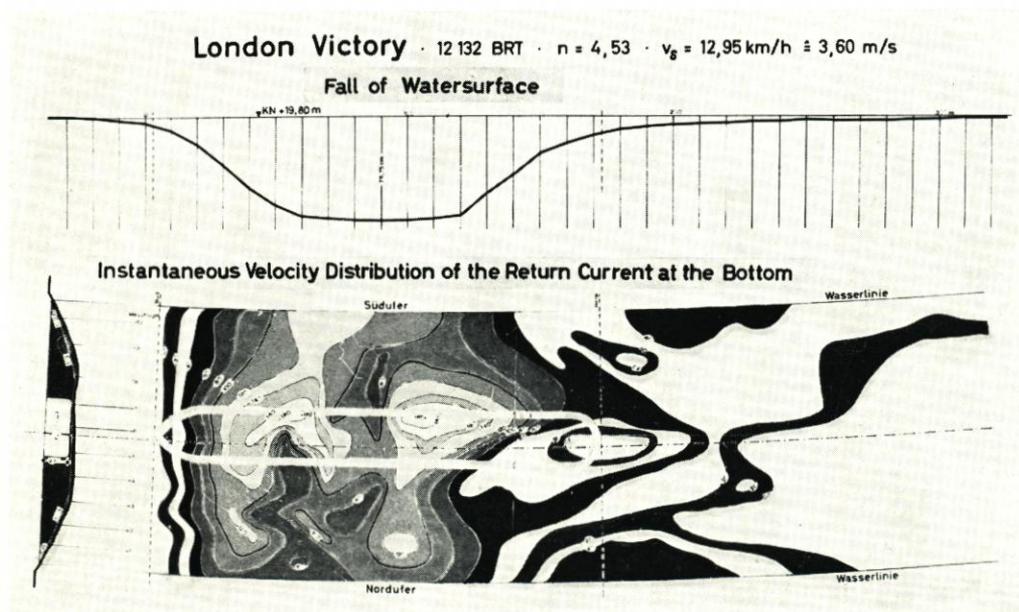


Abb. 6. Momentane horizontale Geschwindigkeitsverteilung der Rückströmung auf Sohle und Böschungen

Der erosionsaktive Anteil am Gesamtverkehr des Kanals wurde auf 3 Schiffsgößen schematisiert, T1 mit 26 000 t Wasserverdrängung, T2 mit 16 000 t und T3 mit 10 000 t, und im Geschiebemodell 1:25 über eine 75 m lange Versuchsstrecke mit Geschwindigkeiten geschleppt, die denen in der Natur von 10 bis 17 km/h entsprachen.

Bei einer im Modell vorgenommenen Verbreiterung der Sohle um 51 m auf 95 m, was für den größten Schiffstyp T1 ein Querschnittsverhältnis $\left(\frac{\text{Kanalquerschnittsfläche}}{\text{Schiffsquerschnittsfläche}}\right) n = 7$ ergibt, war keine Böschungserosion mehr feststellbar.

Bei einer Verbreiterung der Sohle um 28 m auf 72 m, was für den Schiffstyp T2 das Querschnittsverhältnis $n = 7$ ergab, wird den Versuchen zufolge die Erosionsrate auf 15 % der derzeitigen Werte reduziert. Abbildung 7 zeigt die sich aus den Versuchen ergebende Abhängigkeit zwischen Sohlenbreite des Kanals und der jährlichen Böschungserosionsrate pro laufenden Meter Kanal. Aus der Forderung, daß die jährliche Erosionsrate nicht größer sein soll als rd. 1 m³/lfdm Kanal, ergibt die Kurve eine Sohlenbreite von 90 m, die bei den z. Z. laufenden Sicherungsarbeiten am NOK hergestellt wird.

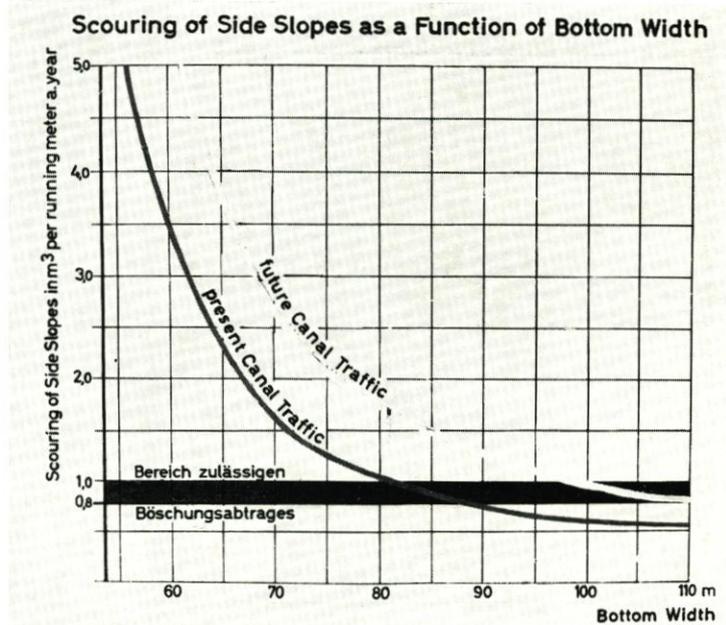


Abb. 7
Böschungserosion in Abhängigkeit von der Sohlenbreite

Erwähnenswert in diesem Zusammenhang ist auch das Ergebnis eines Nebenversuches, der zur Klärung der Frage durchgeführt wurde, ob eine Querschnittsvergrößerung des jetzigen Profiles um 10 % im Hinblick auf die Verminderung der Erosion besser als Vertiefung oder als Verbreiterung ausgeführt wird. Für größere Schiffsgeschwindigkeiten (13–15 km/h) ergab sich, daß eine Verbreiterung zweckmäßiger ist als eine Vertiefung.

Im Rahmen dieser Versuche wurde als weiterer Parameter der Einfluß der Neigung der Böschung auf die Böschungserosionen untersucht. Das auf den ersten Blick erstaunliche Ergebnis ist, daß bei gleicher Querschnittsfläche steilere Böschungen weniger erodiert werden als flachere, wobei der natürliche Böschungswinkel des Materials allerdings nicht erreicht werden darf.

Abschließend wird in Abbildung 8 eine Abhängigkeit gezeigt, die man von vornherein nicht vermutet, auf die man aber bei der systematischen Auswertung der Vielzahl der im

Verlauf der Versuche angefallenen Meßdaten stieß. Denkt man sich jedes der drei Typ-Schiffe T1 (26 000 t), T2 (16 000 t) und T3 (10 000 t) mit derselben Geschwindigkeit in einem eigenen Kanal fahrend, wobei das Verhältnis „n“ $\left(\frac{\text{Kanalquerschnittsfläche}}{\text{Schiffsquerschnittsfläche}}\right)$ in allen drei Fällen gleich groß sein soll, so treten den Versuchsergebnissen zufolge bei dem kleinsten Schiffstyp T3 die größten Beschleunigungen und Erosionen auf. Da der Querschnitt durch die vorausgesetzte Konstanz von „n“ hierbei nicht als Veränderliche eingeht, kann der erosionsvermindernde Einfluß nur von der Schiffslänge ausgehen.

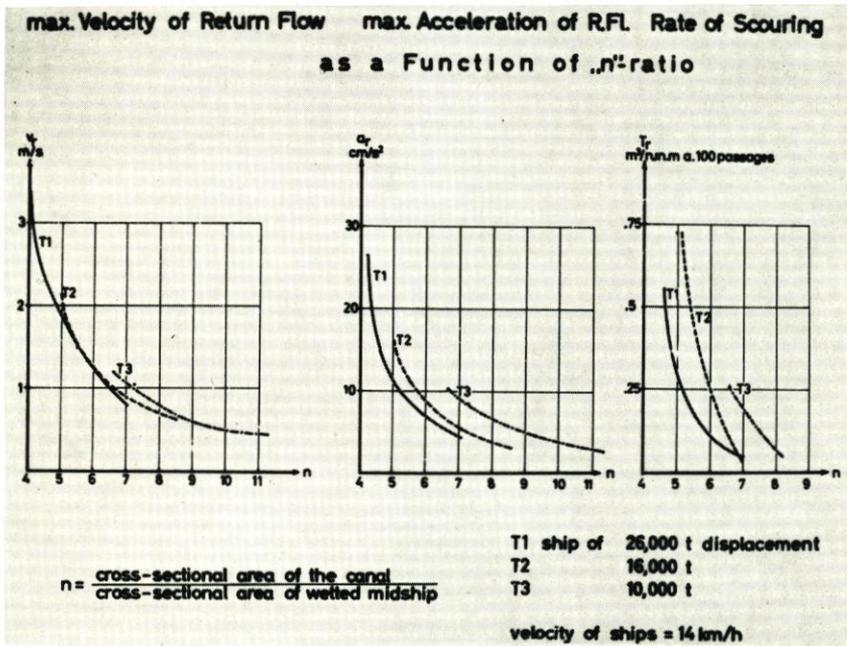


Abb. 8. Rückstromgeschwindigkeit, Beschleunigung der Rückströmung und Erosionsrate für die 3 Schiffgrößen in Abhängigkeit von „n“

Beobachtung der Sedimentbewegung mit einer Unterwasser-Fernsehanlage

Von Günter Luck

Seit dem Frühjahr 1968 wird für spezielle sedimentologische Untersuchungen im Watten- und Seegebiet von Juist-Norderney (Ostfriesische Inseln) eine Unterwasser-Fernsehanlage eingesetzt, die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft als Leihgabe zur Verfügung gestellt wurde. Die Anlage ist – in transportabler Ausführung – für den Einsatz in freien Gewässern bis zu 100 m Tiefe ausgelegt. Sie ist im wesentlichen wie folgt ausgestattet:

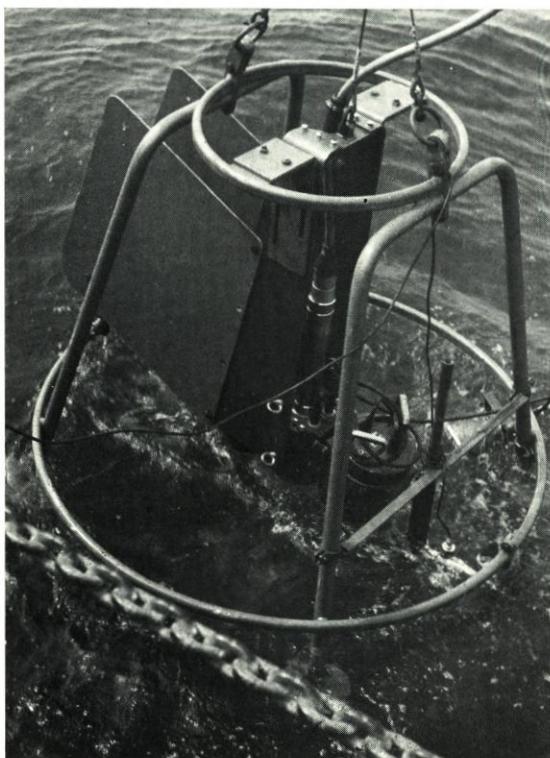


Abb. 1. Vierbock mit Tragrahmen, Fernsehkamera, Photokamera, Blitzlichtgerät und Scheinwerfern

1 Fernsehkamera in druckdichtem, zylindrischem Gehäuse aus rostbeständigem Stahl, mit Einrichtung für zwangsläufig richtigen Kontakteingriff bei Ansetzen des jeweils verwendeten Sicht- und Beleuchtungsvorsatzes. Sie verfügt über einen Vielpolstecker für Anschluß des Kamerakabels und Fernsteuergetriebes für optische Scharfeinstellung. Durchmesser: 76 mm; Länge 447,5 mm; Prüfdruck 48 atü; Gewicht: 6,7 kg in der Luft und 4,5 kg im Wasser

1 Freisichtvorsatz für allgemeine Freiwasserbeobachtungen (Öffnungswinkel: 103° in der Luft und 72° im Wasser)

2 Unterwasserbreitstrahler

1 Unterwasser-Photokamera mit einem Unterwasser-Blitzgerät

1 Kamerakabel, Länge: 100 m; Durchmesser: 25 mm

1 Kontrollgerät mit Steuerelektronik

1 Schalt- und Verteilerggerät

1 Bildwiedergabegerät (Bildschirmdiagonale: 36 cm)

1 Magnetbildaufzeichnungsgerät

Darüber hinaus sind Zubehör- und Reserveteile wie Röhren, Glühlampen, Dichtungen, Servicekoffer usw. vorhanden. Da von vornherein damit zu rechnen war, daß die Anlage wegen geringer Sichtweiten nur vom ankernden Schiff her betrieben werden kann, wurden Fernseh- und Photokamera in einem Vierbock (Abb. 1), der mit Hilfe einer

Winde auf den Seegrund gestellt werden kann, angeordnet. Bildwiedergabegerät, Steuerteile, Magnetbandgerät usw. wurden auf einem Schiff fest eingebaut (Abb. 2).

Im ersten Untersuchungshalbjahr (Sommer 1968) sollten zunächst die apparativen Möglichkeiten der TV-Anlage unter den besonderen Bedingungen der trübstoffreichen Watten- gewässer getestet werden. Im einzelnen war zu untersuchen:

1. Zweckmäßigster Einsatz der Anlage (Beobachtungen vor Anker oder im fahrenden Betrieb).

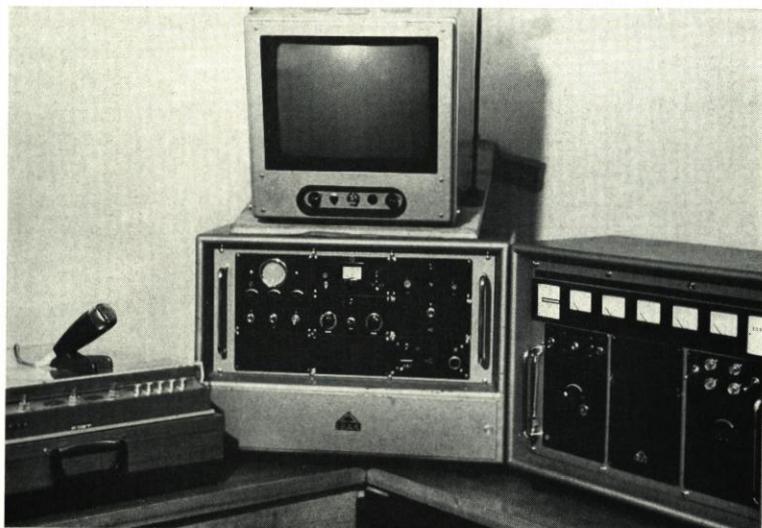


Abb. 2.
Bildwiedergabegerät,
Steuerteile, Magnet-
bandgerät unter Deck

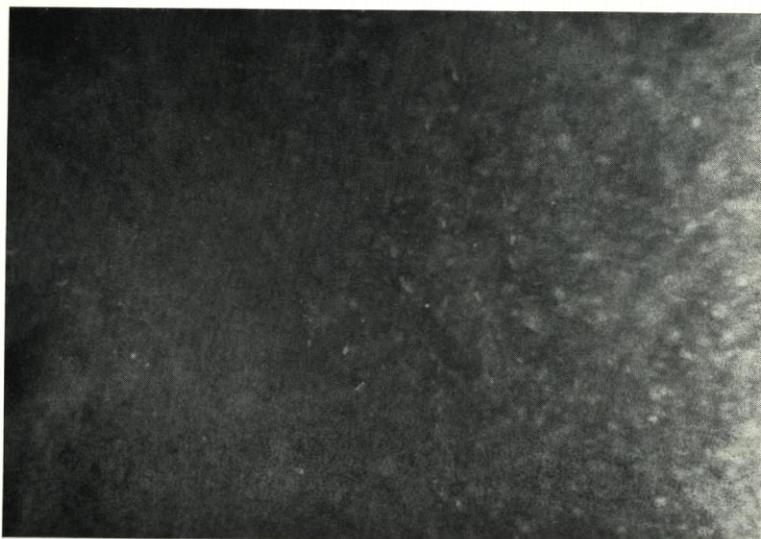


Abb. 3.
Schlechte Sichtbedingun-
gen bei trübstoffreichem
Wasser

- Hierzu mußten die günstigsten Abstände Objektiv-Seegrund unter günstigster Ausnutzung des Tiefenschärfenbereiches der Kamera ermittelt werden.
2. Ermittlung der günstigsten Scheinwerferanordnung zur Herstellung eines kontrastreichen Bildes sowie großer Lichtausbeute.
 3. Witterungsabhängigkeit der TV-Arbeiten.
 4. Abhängigkeit der Beobachtungen von unterschiedlichen Trübstoffanteilen im Wasser.

Die Untersuchungen führten zu folgenden Ergebnissen:

1. In den trübstoffreichen Gewässern des Wattes ist der Einsatz der TV-Anlage nur bei anhaltend ruhigem Wetter und während der Stromkenterung sinnvoll. Sobald die Strömung die Erosions- oder Sedimentations-Grenzgeschwindigkeiten überschreitet, wächst der Trübstoffgehalt so schnell an, daß ein ausdeutbares Bild nicht mehr an Bord geholt werden kann (Abb. 3).

2. Nach Schlechtwetterlagen und großen Bewegungen im Wasser ist auch während der Kenterzeiten der Trübstoffgehalt in den Wattten noch über längere Zeiten (von drei bis zu vier Tagen) so hoch, daß Beobachtungen des Seegrundes nicht möglich sind (Abb. 4a und 4b). Nach länger anhaltenden ruhigen Wetterlagen kann während der ersten und vielleicht auch noch zweiten unruhigeren Tide eine Beobachtung des Seegrundes möglich sein. Bei Windstärken über 6 Bft. und bei größeren Strömungsgeschwindigkeiten, die mit stärkerem Seegang verbunden sind, ist eine Beobachtung von Sedimentbewegungen völlig unmöglich.
3. Der Abstand Objektiv-Seegrund darf auch bei günstigsten Bedingungen nur 35 cm betragen (TV-Bild: 40×40 cm).
4. Die Verhältnisse bessern sich zusehends, sobald die Anlage in größeren Tiefen außerhalb des Wattes eingesetzt wird (Abb. 5). Die Sichtbedingungen sind dort erheblich besser, und die Beobachtungszeiten können ausgedehnt werden. Immerhin sind die Trübstoffanteile aber



Abb. 4a
Seegrund während der
Stromkenterung nach
ruhigen Vortiden

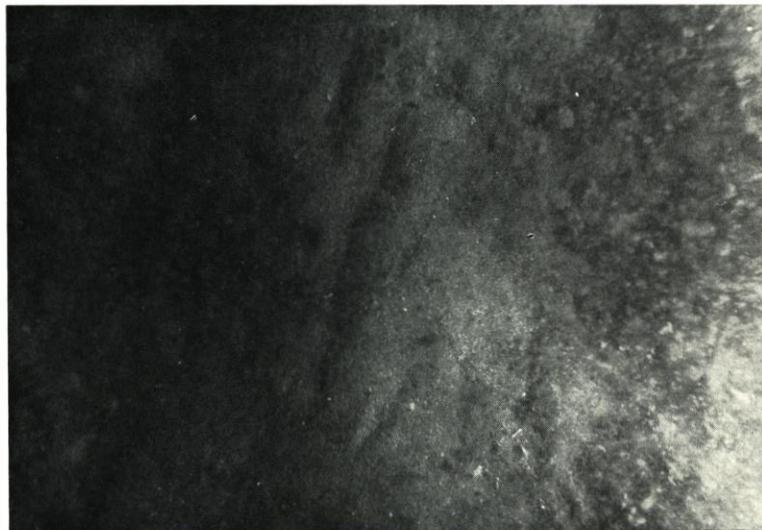


Abb. 4b
Die gleiche Stelle bei
größerer Strom-
geschwindigkeit

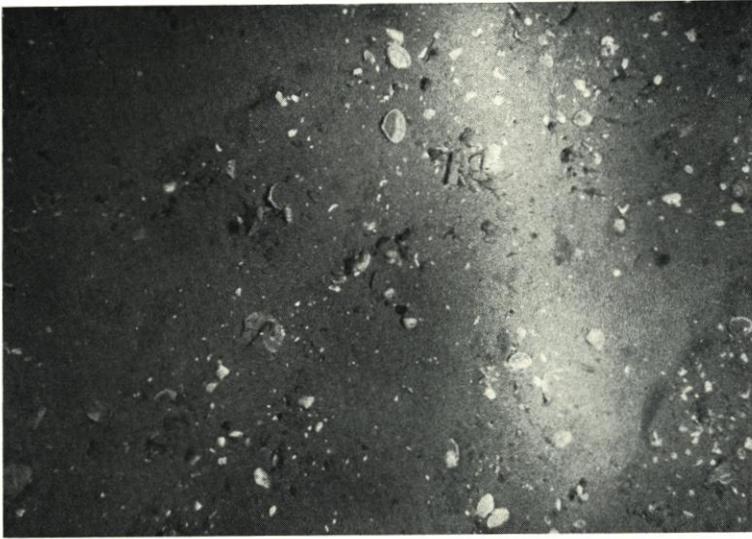


Abb. 5.
Hervorragende Sicht-
bedingungen bei trüb-
stoffarmem Wasser in
20 m Tiefe im Seegebiet
nördlich Norderneys

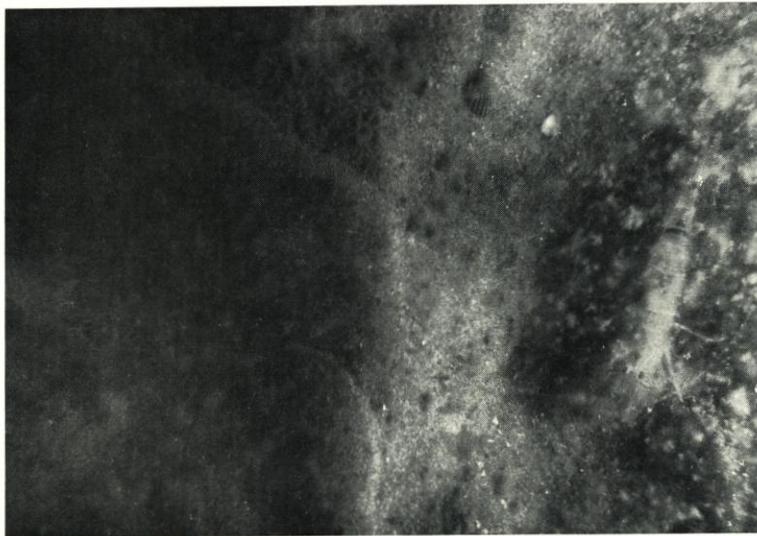


Abb. 6.
Bodentransport und Be-
wegung in Suspension
ineinander verfließend

noch so groß, daß der Abstand Objektiv-Seegrund nur 55 cm (TV-Bild: 60×60 cm) betragen darf.

5. Die nur geringen Abstände Objektiv-Seegrund, die unter den örtlichen Randbedingungen erreichbar sind, lassen Beobachtungen vom fahrenden oder treibenden Schiff nicht zu. Da somit bei jeder Beobachtung die Anker geworfen werden müssen und daher nur stationweise gearbeitet werden kann, sind die Untersuchungen sehr zeitaufwendig. Hierdurch sind dem TV-Verfahren in der Sedimentforschung enge Grenzen gezogen.

In den Untersuchungs Jahren 1969 und 1970 konnten dann gezielt angesetzte sedimentologische Beobachtungen ausgeführt werden. Neben der allgemeinen Beobachtung regionaler Bewegungsvorgänge im Untersuchungsgebiet wurde versucht, Einblicke in den Sedimentationsprozeß auf den Watten zu gewinnen und insbesondere die Grenzgeschwindigkeiten von Erosion und Sedimentation optisch zu bestimmen.

Ohne auf Einzelheiten der Untersuchungen einzugehen, lassen sich ihre wesentlichen Ergebnisse wie folgt zusammenfassen:

1. Eine mehr oder weniger scharfe Trennung der Schwebstoffe von den am Boden transportierten Sedimenten trifft die natürlichen Verhältnisse nur in Ausnahmefällen (Abb. 6). Nach den bisher vorliegenden Beobachtungen kann eine solche Trennung tatsächlich nur im Bereich großer Stromgeschwindigkeiten und demzufolge auch großer Bodenbewegung in Rechnung gestellt werden. In Gebieten von kleineren – aber noch transportfähigen – Geschwindigkeiten sind hingegen die Grenzen zwischen den bodennahen Bewegungsvorgängen und der Schwebstoffverfrachtung so fließend, daß die bewegten Feststoffe insgesamt als Einheit aufgefaßt werden müssen.

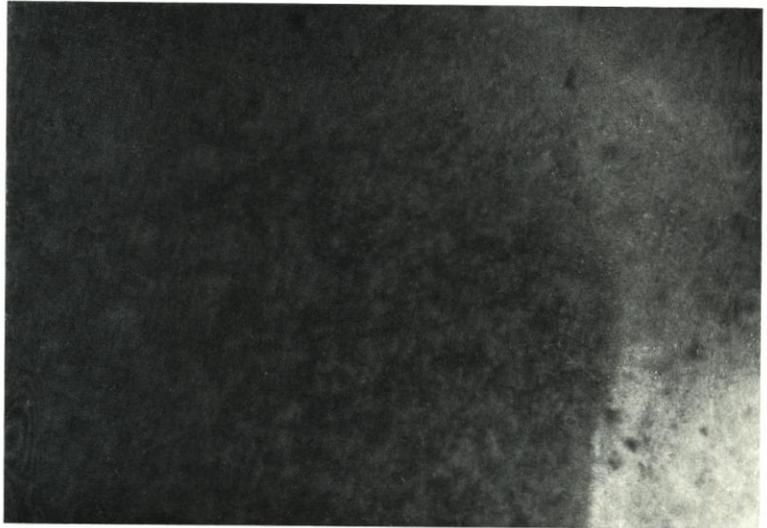


Abb. 7
Erheblich erhöhter
Schwebstoffgehalt nach
stürmischen Vortiden.
Die Sichtbedingungen
sind völlig gestört

2. Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß die Sichtverhältnisse sehr stark von den Witterungsbedingungen der Vortiden abhängig sind. Standen die Vortiden unter Sturm einfluß, so ist der Schwebstoffgehalt noch über längere Zeiten stark erhöht (Abb. 7). Bei ruhigem Vortidenverlauf hingegen ist der Gehalt an Schwebstoffen auch nach Einsetzen von Sturm- wetterlagen mit größeren Stromgeschwindigkeiten zunächst noch normal. Demzufolge sind die Schwebstoffraten bei gleichen Strömungsgeschwindigkeiten und unter sonst ähnlichen Bedingungen stark unterschiedlich.
3. Von noch größerer Bedeutung für den Schwebstoffgehalt sind die jahreszeitlich unterschiedlichen biologischen Verhältnisse. So sind die Schwebstoffgehalte im Hochsommer nach voller Entfaltung der Vegetation erheblich größer als etwa im Winter oder im Frühjahr.
4. Der physikalische Vorgang des Schwebens ist wesentlich dadurch bestimmt, daß die Schwebstoffe nicht in gleichmäßiger Dispersion, sondern als Flocken auftreten (Abb. 8a und 8b). Diese Flocken befinden sich beinahe dauernd in schwebender Bewegung und setzen sich gelegentlich nur kurzfristig während der Strömungskenterpunkte ab. Nach ruhigen Vortiden und bei geringer Turbulenz fallen die Flocken nach Unterschreitung einer Strömungsgeschwindigkeit von etwa 15 cm/s in einem plötzlichen Vorgang zu Boden. Sobald die Strömungsgeschwindigkeit auf etwa 20 cm/s angestiegen ist, werden sie von der Strömung ebenso schnell wieder aufgenommen.

Diesen Flockenstrukturen ist bisher bei der Messung und Ermittlung von Schwebstoffraten zu wenig Beachtung geschenkt worden. Im strömenden Wasser befinden sich diese

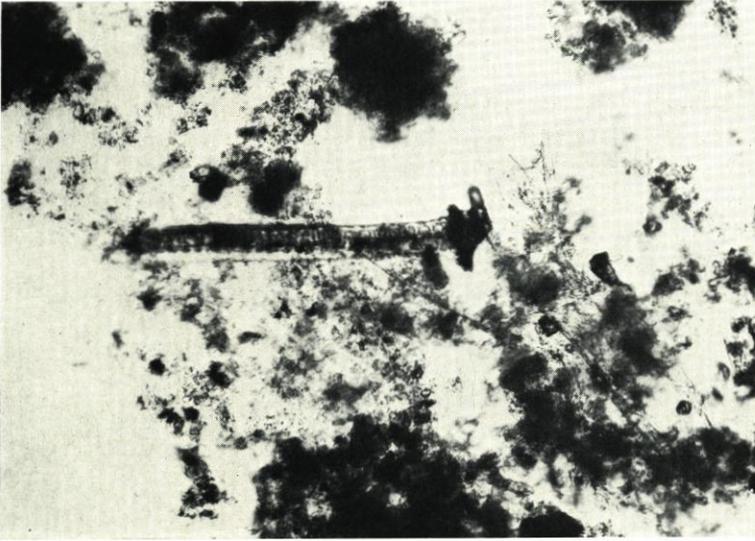


Abb. 8a.
Flockenhaufen in mi-
kroskopischer Ver-
größerung

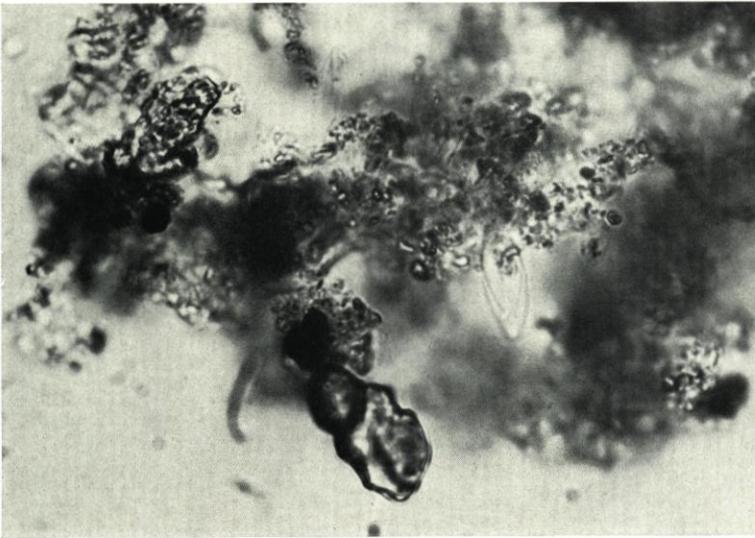


Abb. 8b.
Einzelflocke in mikro-
skopischer Vergröße-
rung. In den organi-
schen Schleimen sind
mineralische Bestand-
teile, Diatomeenschalen,
Chitinfetzen u. ä. er-
kennbar

Flocken und reine Sandkörner in dichtem Beieinander. Während des Sedimentations- und Erosionsprozesses führt das unterschiedliche physikalische Verhalten geflockter und reiner mineralischer Sedimente zu unterschiedlichen – zeitlich aber übergangslosen – Ablagerungs- und Aufnahmeerscheinungen.

5. Eine Reihe von Untersuchungen wurde eigens zur optischen Ermittlung der Grenzgeschwindigkeiten von Erosion und Sedimentation gezielt angesetzt. Trotz des großen Aufwandes war es jedoch bisher nicht möglich, eine eindeutige Fixierung dieser Grenzgeschwindigkeiten vorzunehmen. Der Prozeß der Sedimentaufnahme durch die Strömung verläuft – örtlich allerdings sehr unterschiedlich – außerordentlich fließend, ohne daß ein Beginn dieses Vorganges beobachtet werden könnte. Noch undurchsichtiger sind die Sedimentationsvorgänge, da nur ganz selten das gesamte Sediment während der Stromkenterung abgesetzt wird.

Die Beobachtungen sedimentologischer Bewegungsvorgänge mit dem Unterwasser-Fernsehen zeigten die Grenzen der Einsatzmöglichkeiten einer solchen Anlage auf. Der außerordentliche Wert der bisherigen Arbeiten liegt vor allem darin, diese Bewegungsvorgänge sichtbar und in Teilen auch deutungsfähig gemacht zu haben.

Die in der Vergangenheit entwickelten theoretischen Ansätze zur Ermittlung sedimentologischer Bewegungsvorgänge, die überwiegend auf der Stromgeschwindigkeit und der Erosionsgrenzgeschwindigkeit beruhten, sind daher unter Würdigung der mit dem Unterwasser-Fernsehen erzielten Beobachtungsergebnisse nur wenig befriedigend.

Leitstoffverfahren für die Bestimmung des Sandtransportes in der Brandungszone

Von Marcus Petersen

Die Erosion der sandigen Brandungsküste entlang der Insel Sylt (Abb. 1) hat man mit Werken verschiedener Art zu schützen versucht. Mauern, Deckwerke, Tetrapodenwälle, Bühnen wurden gebaut, ohne daß der Verlust an Strandsubstanz aufgehalten werden konnte (Abb. 2). Es stellt sich daher die Frage, ob ein Gewinn oder Verlust an Sand

- a) auf einen natürlichen, örtlich und zeitlich bedingten Pendelausschlag um eine Mittellage,
- b) auf eine natürliche, großräumige Tendenz oder
- c) auf Eingriffe des Menschen zurückzuführen sind [5].

Eine einigermaßen sichere Beurteilung der Verhältnisse kann erst nach planmäßig angesetzten Messungen und systematischen Untersuchungen von Ursache und Wirkung erwartet werden.

In Anbetracht der Schwierigkeiten ist in den Jahren 1962–1963 ein radioaktives Indikatorverfahren zur Messung der Kinetik, der Erosion und des Sandtransportes an sandigen Brandungsküsten entwickelt worden [1].

Scandium-46 wurde als das am besten geeignete Isotop ermittelt. Durch Volumenmarkierung behält das Sandkorn seine natürlichen Eigenschaften. In zwei Küstenabschnitten wurden jeweils 100 kg Sc-46 (2–3 Curie) und Luminoforen ver-

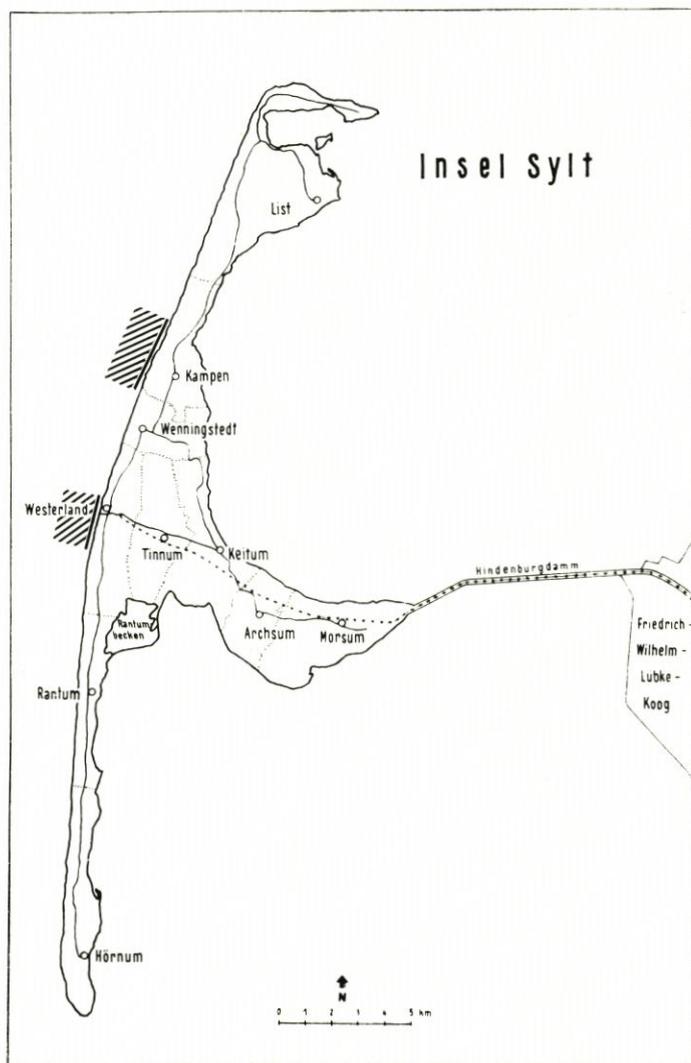


Abb. 1. Insel Sylt. Untersuchungsgebiete vor Westerland und Kampen

schiedener Farbe mit Hilfe eines Hubschraubers in der Brandungszone abgesetzt und die Ausbreitung des Sandes verfolgt (Abb. 3).

Weil der Einsatz eines Bootes für Messungen in der Brandung nicht möglich ist, wurde ein Hubschrauber als Transportmittel gewählt.

Eine besondere Tauchsonde mit Strahlungsdetektor für Messungen mit einem Hubschrauber wurde konstruiert (Abb. 4 u. 5).

Sandproben brachte der Hubschrauber von der Bodenoberfläche in einem Bodengreifer für die Auszählung der Luminoforen an Land.

Für den Transport des aktivierten Seesandes vom Labor bis zum Einsatzort war die Ent-



Abb. 2. Schutzwerke am Weststrand von Sylt

wicklung eines Sandgefäßes mit einer Verschlusseinrichtung, die vom Pilotensitz aus an der durch eine Boje bezeichneten Stelle im Wasser geöffnet werden konnte, erforderlich. Ein Abschirmbehälter zur Aufnahme beim Transport nach den geltenden Strahlenschutz-Bestimmungen wurde konstruiert und gebaut (Abb. 6).

Bei den Messungen mit Tauchsonde und Backengreifer konnte man noch keine Informationen über die Tiefe der Sandumlagerungen unter dem Meeresboden erwarten. Da das Geologisch-Paläontologische Institut und Museum der Universität Kiel über Erfahrungen mit der Herstellung von

Stechkästen verfügte, die mittels Vibrator vom Schiff aus in den Meeresboden getrieben werden konnten, übernahm dieses Institut auch die Entwicklung und Erprobung eines Vibrohammerkerngerätes [3]. Das Bodenprobenentnahmeggerät sollte vom Hubschrauber aus bedient werden und ungestörte Sandkerne von mindestens 100 cm Länge fördern. Das bedeutet, das Gewicht des Gerätes mit allem Zubehör mußte auf ein Maß vermindert werden, welches von einem Hubschrauber kleiner bis mittlerer Größe unter Beachtung der Flugsicherheit getragen werden konnte (Abb. 7 und 8).

Die aus dem Stechkasten entnommene ungestörte Sandprobe (Abb. 9) bietet die Möglichkeit, sowohl verschiedene Strahlungsintensitäten als auch verschiedene Leitstoff-Typen zu messen und die unterschiedlich gefärbten Luminoforen nach Art und Menge zu ermitteln.

Für die Deutung der Messungen mit Leitstoffen wurde eine geologische Untersuchung der Brandungszone von Sylt und des weiteren Küstenvorfeldes erforderlich. Im Jahre 1968 konnten deshalb 19 Bohrungen 10–30 m tief von einer Hubinsel (Abb. 10) abgeteuft und dabei 1800 Proben untersucht werden.

Gleichzeitig wurden von dieser Arbeitsbühne aus Stromgeschwindigkeiten gemessen. Außerdem sind Echolote, Bodengreifer und Taucher eingesetzt worden.

Die Aufschlüsse haben ergeben, daß die Mächtigkeit des umgelagerten holozänen Seesandes in der Mulde zwischen Strand und Riff etwa einen Meter beträgt; in dem Riff sind es etwa drei Meter.

Seewärts der Brandungszone stellte man fest [4], daß eine Sandbewegung parallel zur Küstenlinie in Form von Großrippeln mit einer Höhe von etwa 4,5 m stattfindet. In den Mulden dieser Großrippeln liegen nur wenige Dezimeter umgelagerten Seesandes.

Ferner konnte die bisherige Hypothese, daß die vor Westerland in Seekarten vorsprin-

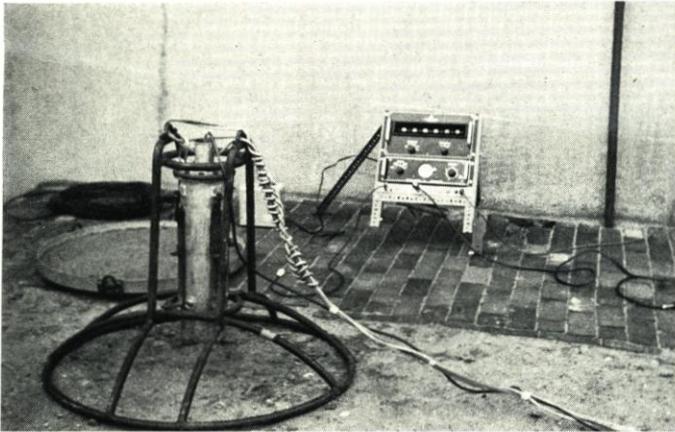


Abb. 4



Abb. 3

Abb. 3. Hubschrauber beim Umsetzen der Tauchsonde B; Markierungsbälle

Abb. 4. Tauchsonde A, Zähl-, Steuer- und Diskriminatoreinschub, Eichsteller mit Eichstrahler Sc-46, Kaco-Wechselrichter und Netzkabel

Abb. 5. Hubschrauber auf Meßposition in der Wasserwechselzone; Tauchsonde B



Abb. 5

gende Nase der Tiefenlinien aus festem Geschiebemergel bestünde, widerlegt werden. Dort liegt holozäner Seesand über nicht umgelagerten pleistozänen Sänden.

An dem Schwerpunkt-Programm „Sandbewegung im Deutschen Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft sind Naturwissenschaftler und Ingenieurwissenschaftler verschiedener Disziplinen beteiligt. Zum Beispiel prüfte ein unabhängiges Institut, das nicht an den Leitstoff-Feldmessungen beteiligt war, die Ergebnisse und verglich sie mit allen bekannten Veröffentlichungen auf diesem Gebiet (mehr als 1800). Darüber liegt ein wichtiger Bericht vor [2].

Unter Berücksichtigung erforderlicher Korrekturen beginnen die nächsten Leitstoffmessungen auf Sylt in diesen Tagen. Wir hoffen, einen weiteren Schritt zum Verständnis der natürlichen Sandumlagerung an der Brandungsküste zu tun und weitere Kenntnisse für künstliche Strand-Vorspülungen zum Schutz der sandigen Küsten zu gewinnen.

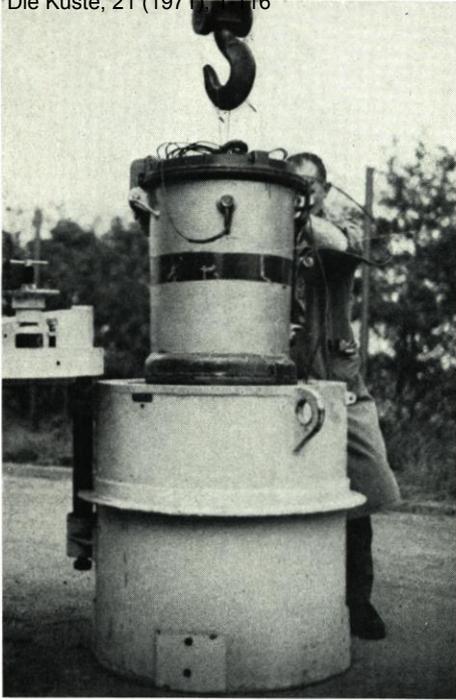


Abb. 6. Sandgefäß (oben) und Abschirmbehälter



Abb. 8. Transport des Vibro-Geräts zur Probenentnahmestelle

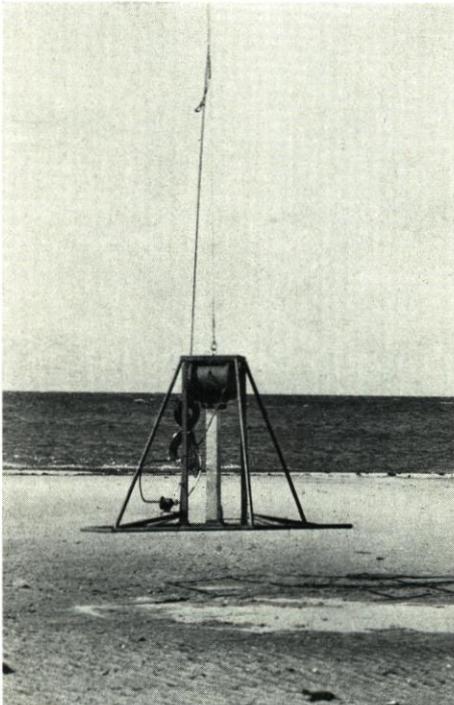


Abb. 7. Vibrohammerkerngerät mit Stechkasten $10 \times 10 \times 1000$ mm vor dem Eindringen in den Boden

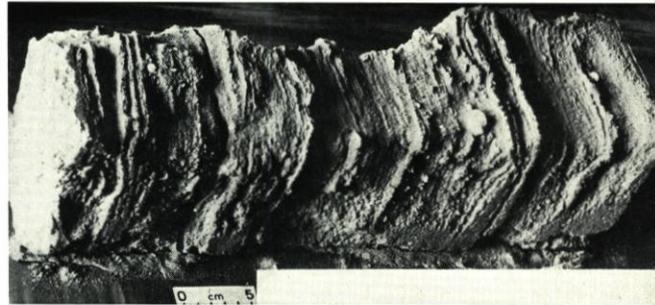


Abb. 9. Ungestörte Sandprobe

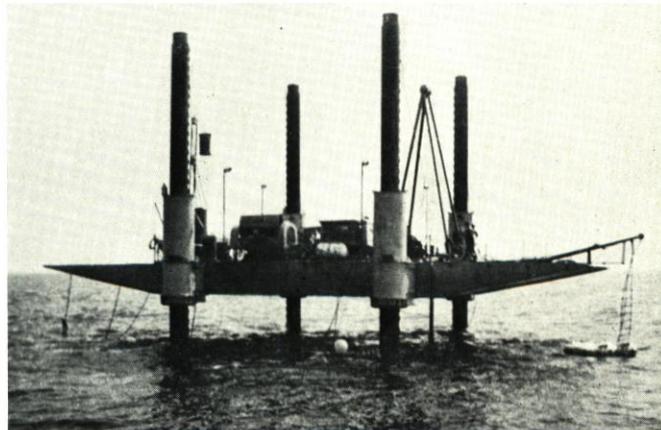


Abb. 10. Hubinsel als Arbeitsbühne für Bohrungen unter Wasser

Schriften

1. DOLEZAL, R., PETERSEN, M., BECKER, H., GÖTTE, H., SCHULZE-PILLOT, G., TOMSCHKE, E., BÖTTCHER, B., NACHTIGALL, K. H., und SEIBOLD, E.: Entwicklung und Untersuchung eines radioaktiven Indikatorenverfahrens zur Messung der Kinetik der Erosion und des Sandtransportes an sandigen Brandungsküsten. Euratombericht EUR 2167.d, S. 1-156, Brüssel 1965.
2. GRIMM-STELE, J., PAHLKE, H., und SCHUSTER, S.: Messung von Sandbewegungen mit Leitstoffen. Unveröffentl. Bericht an DFG vom 31. 3. 1970.
3. KÖGLER, F.-C., SEIBOLD, E., und VEIT, K. H.: Die Entnahme von Sandkernen aus der Brandungszone mit Vibrohammerkerngerät „Kiel 3“ und Hubschrauber-Einsatz. Unveröffentl. Bericht an EURATOM vom Juni 1970.
4. KÖSTER, R., und HOFFMANN, D.: Dreidimensionale Kartierung des Seegrundes vor den Nordfriesischen Inseln. Unveröffentl. Bericht an DFG vom 8. Juni 1970.
5. PETERSEN, M.: Das deutsche Schrifttum über Seebuhnen an sandigen Küsten. Die Küste 9 (1961), S. 1-57, Heide/Holst., und Beach Erosion Board 17 (1963), S. 38-54, Washington (Übersetzung im Auszug von Otakar W. Kabelac).

Treibeisdruck auf Pfähle

Von Joachim Schwarz

Zusammenfassung

Für die Ermittlung des maximalen Eisdruckes auf Bauwerke wurde die Würfeldruckfestigkeit verschiedener Eissorten im Laboratorium untersucht. Die Ergebnisse enthalten den Einfluß der Temperatur, der Verformungsgeschwindigkeit und der Druckrichtung auf die Festigkeit des Eises.

Um diese Laboratoriumsergebnisse für die Bemessung von Bauwerken gegen Eisdruck verwenden zu können, wurde zwischen der Würfeldruckfestigkeit und der Festigkeit des Eises in der Natur eine Beziehung hergestellt, indem der Treibeisdruck auf den Pfahl einer Brücke gemessen wurde, die z. Z die Mündung der Eider überquert.

Die Untersuchung führt zu einer Gleichung, die die Berechnung des Eisdruckes auf Pfähle erlaubt.

Einleitung

In Kälteregeionen ist der Eisdruck für die Bemessung von Wasserbauten entscheidend. Dieser Druck ist jedoch noch weitgehend unbekannt. Daher ist es nicht überraschend, daß in strengen Wintern Wasserbauten durch Eisgang zerstört werden.

In Flußläufen nimmt die Gefahr des Eisdruckes mit der Zeit ab, weil einmal die Eisbildung durch Kühlwasser der Kraftwerke vermindert wird und weil zum anderen in den Tauperioden Eisaufbruch und Eisabfuhr durch Eisbrecherschiffe unterstützt werden, um die gefürchteten Eisversetzungen zu vermeiden.

Im Küstenbereich gibt es dagegen kaum wirtschaftlich vertretbare Möglichkeiten, die Eisdruckkräfte von den Bauwerken abzuwehren, und gerade in diesen Gewässern wird die Frage

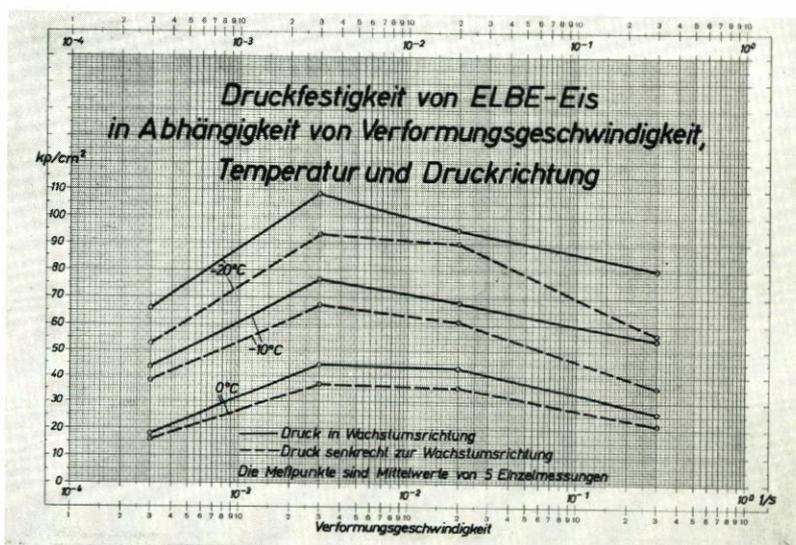


Abb. 1

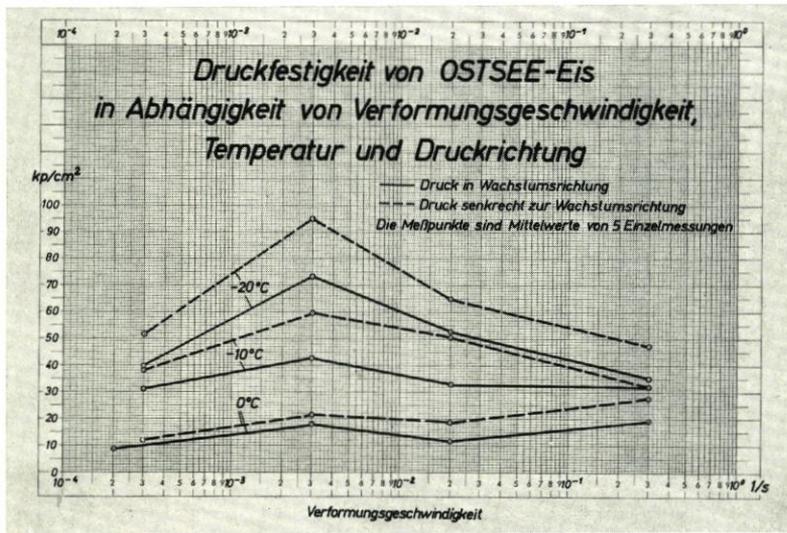


Abb. 2

des Eisdruckes durch den Bau von Umschlaganlagen für Superschiffe, von Leuchttürmen und Brücken zunehmend wichtiger.

Eine intensive Eisforschung begann erst nach dem 2. Weltkrieg, insbesondere in den USA, Kanada und der UdSSR, indem zunächst die grundlegenden Eigenschaften des Eises untersucht wurden (WEEKS, ASSUR, 6). Die Probleme des Eisdruckes auf Bauwerke wurden erst in den letzten 10 Jahren aufgegriffen: KORZHAVIN (3) hat eine Gleichung entwickelt, mit der der Treibeisdruck in Flußläufen in der Frühjahrstauperiode berechnet werden kann. Seine Gleichung stützt sich auf Annahmen, die nur aus Laboratoriumsversuchen abgeleitet sind. PEYTON (4) hat den Eisdruck auf die Beine einer Bohrinself in Cook Inlet, Alaska, gemessen. Seine qualitativen Ergebnisse stimmen mit den Messungen des Verfassers überein (5). Von den Ölgesellschaften sind interessante Versuche mit einem sogenannten „Nußknacker“ durchgeführt worden, deren Ergebnisse vorerst noch geheimgehalten werden (CROASDALE, 2).

Ein allgemeiner Überblick über den gegenwärtigen Stand der Erforschung der Eisdruckkräfte auf Bauwerke wurde von ASSUR (1) auf dem 1. Eiskongreß des IAHR* gegeben, der vom 8. bis 10. September 1970 in Reykjavik stattfand. (Über diesen Eiskongreß wird vom Verfasser an anderer Stelle dieser Ausgabe der „Küste“ berichtet.)

Allgemeine Überlegungen

Die Untersuchung des Verfassers (5) über den Treibeisdruck auf Pfähle gründet sich auf das Axiom, daß der maximale Eisdruck durch die Druckfestigkeit des Eises begrenzt wird. Diese Festigkeit wurde zunächst in Würfeldruckversuchen ermittelt, um die verschiedenen Einflüsse wie Temperatur, Verformungsgeschwindigkeit und Druckrichtung systematisch zu bestimmen. Die hieraus gewonnenen Festigkeiten dürfen aber nicht ohne weiteres für die Bemessung der Bauwerke angewendet werden, weil der Bruchvorgang in der Natur anders verläuft als im Laboratoriumsversuch. So ist z. B. in der Natur der Kontakt zwischen Eis und Bauwerk geringer als in den Versuchen zwischen dem Eiswürfel und den Druckplatten der Prüfmaschine.

*) International Association for Hydraulic Research.

Darüber hinaus haben Form und Größe des Bauwerkes sowie die Dicke des Eises einen Einfluß auf die Festigkeit.

Da die grundsätzlichen Festigkeitseigenschaften trotzdem für die Ermittlung der Eisdruckkräfte angewendet werden sollten, war es erforderlich, durch Eisdruckmessungen in der Natur den notwendigen Zusammenhang zwischen dem Laboratoriumsversuch und den Vorgängen in der Natur herzustellen.

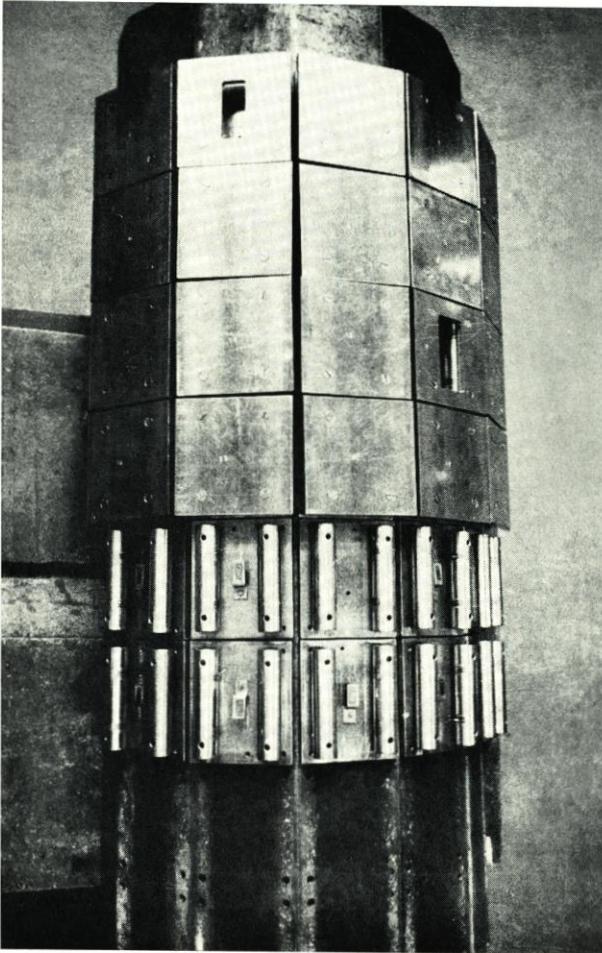


Abb. 3. Eisdruckmeßschild während des Zusammenbaues

Laboratoriumsversuche

Druckfestigkeits-Eigenschaften wurden in Würfeldruckversuchen am Fluß-Eis, Binnensee-Eis und Hafen-Eis (Süßwasser-Eis) sowie am Ostsee-Eis, Nordsee-Eis und Brackwasser-Eis (Salzwasser-Eis) untersucht.

Die Kantenlängen der Eiswürfel betragen 10 cm. Die Versuche wurden bei Temperaturen von 0°, -10° und -20° C jeweils in zwei Druckrichtungen (senkrecht und parallel zur Wachstumsrichtung) durchgeführt. Die Verformungsgeschwindigkeit wurde von $S = 3 \cdot 10^{-4} \frac{1}{s}$ bis $3 \cdot 10^{-1} \frac{1}{s}$ verändert. Zwischen Eiswürfel und Druckplatten wurden Sperrholzplatten gelegt, um Unebenheiten der Würfeloberfläche auszugleichen; dadurch wurde erreicht, daß die Ergebnisse nur bis zu $\pm 5\%$ streuten.

Ergebnisse

1. Durch Erniedrigung der Eistemperatur nimmt die Festigkeit des Süßwasser-Eises um $\alpha = 4,5 \text{ kp/cm}^2 \cdot ^\circ \text{C}$ und des Salzwasser-Eises um $\alpha = 2,5 \text{ kp/cm}^2 \cdot ^\circ \text{C}$

zu.

Diese Festigkeitszunahme ist bis -20° C nahezu linear. Die geringere Festigkeit des Salzwasser-Eises ist auf die Salzlaugeneinschlüsse zurückzuführen, die als Flüssigkeitszellen innerhalb des Eises den wirksamen Druckquerschnitt vermindern.

2. Bei einer Verformungsgeschwindigkeit von $S = 0,003 \frac{1}{s}$ ist die Druckfestigkeit des Eises am größten (Abb. 1, 2). Das Maximum trat bei allen Eissorten bei derselben Verformungsgeschwindigkeit auf, und zwar um so deutlicher, je kälter das Eis ist. Die Verformungsgeschwindigkeit von $S = 0,003 \frac{1}{s}$ entspricht einer Treibgeschwindigkeit des Eises in der Natur von nur wenigen cm/s. Das bedeutet, daß der größte Eisdruck in der Natur kurz vor dem Stillstand des Eisfeldes zu erwarten ist.
3. Wenn der Druck parallel zur Wachstumsrichtung wirkt, ist die Festigkeit des Süßwasser-Eises um rd. 20 % größer als bei senkrechter Zuordnung von Druck- und Wachstumsrichtung (Abb. 1). Beim Salzwasser-Eis sind diese Verhältnisse genau umgekehrt (Abb. 2).
4. Zwischen dem Luftgehalt im Eis und der Festigkeit besteht ein nahezu linearer Zusammenhang.

Naturmessungen

Der Eisdruck und damit auch die Eisfestigkeit wurde in der Natur in den Wintern 1967/68 und 1968/69 an einem Pfahl der Brücke zur Baustelleninsel des Eidersperrwerkes gemessen.

Vor der Eidermündung liegen, wie an der gesamten deutschen Nordseeküste, ausgedehnte Wattflächen, auf denen sich schnell große Eisfelder bilden können. Diese Eisflächen schwimmen nur bei hohen Wasserständen (Springtiden oder bei entsprechendem Windstau) auf. Wenn sie mit der Tideströmung gegen die Brücke treiben, werden die Eisschollen von den Brückenpfählen aufgeschnitten. Hierbei entsteht ein Spannungszustand, in dem das Eis am festesten ist.

Das Meßgerät zur Bestimmung des Eisdruckes bestand aus einem Schild mit 50 Druckmeßdosen (Abb. 3), die zu je 5 in einer Höhe halb um den Pfahl herum angebracht waren.

Die Druckfläche der Meßdosen betrug 15×15 cm. In einigen der 225 cm^2 großen Druckmeßdosen waren zusätzlich kleinere mit Druckflächen von 25 cm^2 und 50 cm^2 angeordnet, um die Abhängigkeit der Eisfestigkeit von der Größe der Druckfläche zu ermitteln.



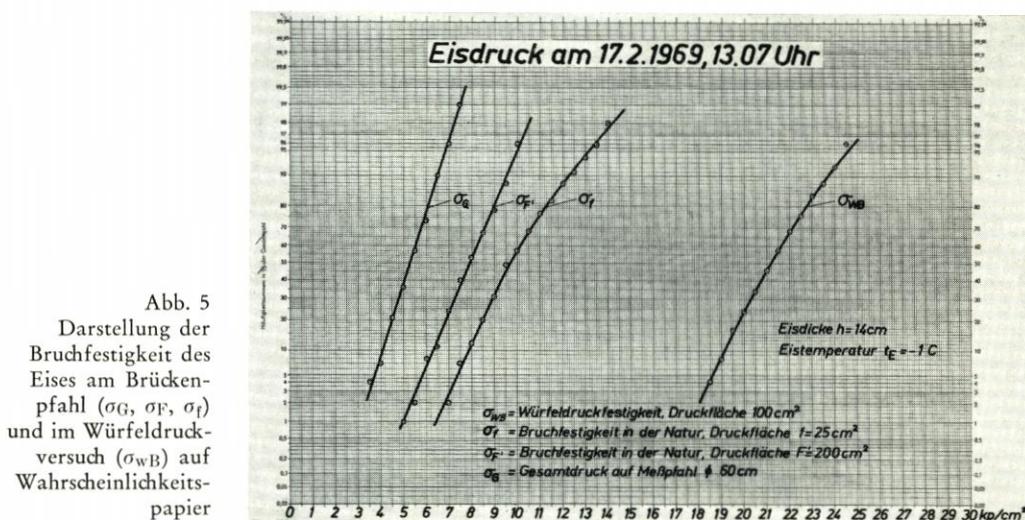
Abb. 4. Meßstelle an der Brücke zur Bauinsel des Eidersperrwerkes

Das Eisdruckmeßschild war etwa in Brückenmitte auf der Seeseite eines Brückenpfahles angebracht (Abb. 4).

Ein besonderes Problem stellte die Isolierung des elektronischen Teiles der Druckmeßdosen gegen Salzwasser dar; es wurde mit BOSTIK-NEOSEAL und SILIKON-KAUTSCHUK gelöst.

Ergebnisse

Auf Wahrscheinlichkeitspapier (Abb. 5) wurde der auf den Meßpfahl wirkende Eisdruck, bezogen auf die verschiedenen Druckflächen ($\sigma_f \rightarrow 25 \text{ cm}^2$, $\sigma_F \rightarrow 200 \text{ cm}^2$, $\sigma_G \rightarrow 840 \text{ cm}^2 \rightarrow$ die gesamte Pfahlbreite von 60 cm bei einer Eisdicke von 14 cm), der Würfeldruckfestigkeit desselben Eises gegenübergestellt:



1. Wenn der Eisdruck auf einer Fläche von $F' = 200 \text{ cm}^2$ wirkt, ist die Druckfestigkeit des Eises in der Natur nur halb so groß wie die Würfeldruckfestigkeit:

$$\frac{\sigma_{F'99}}{\sigma_{WB50}} = \alpha_{F'} = 0,5.$$

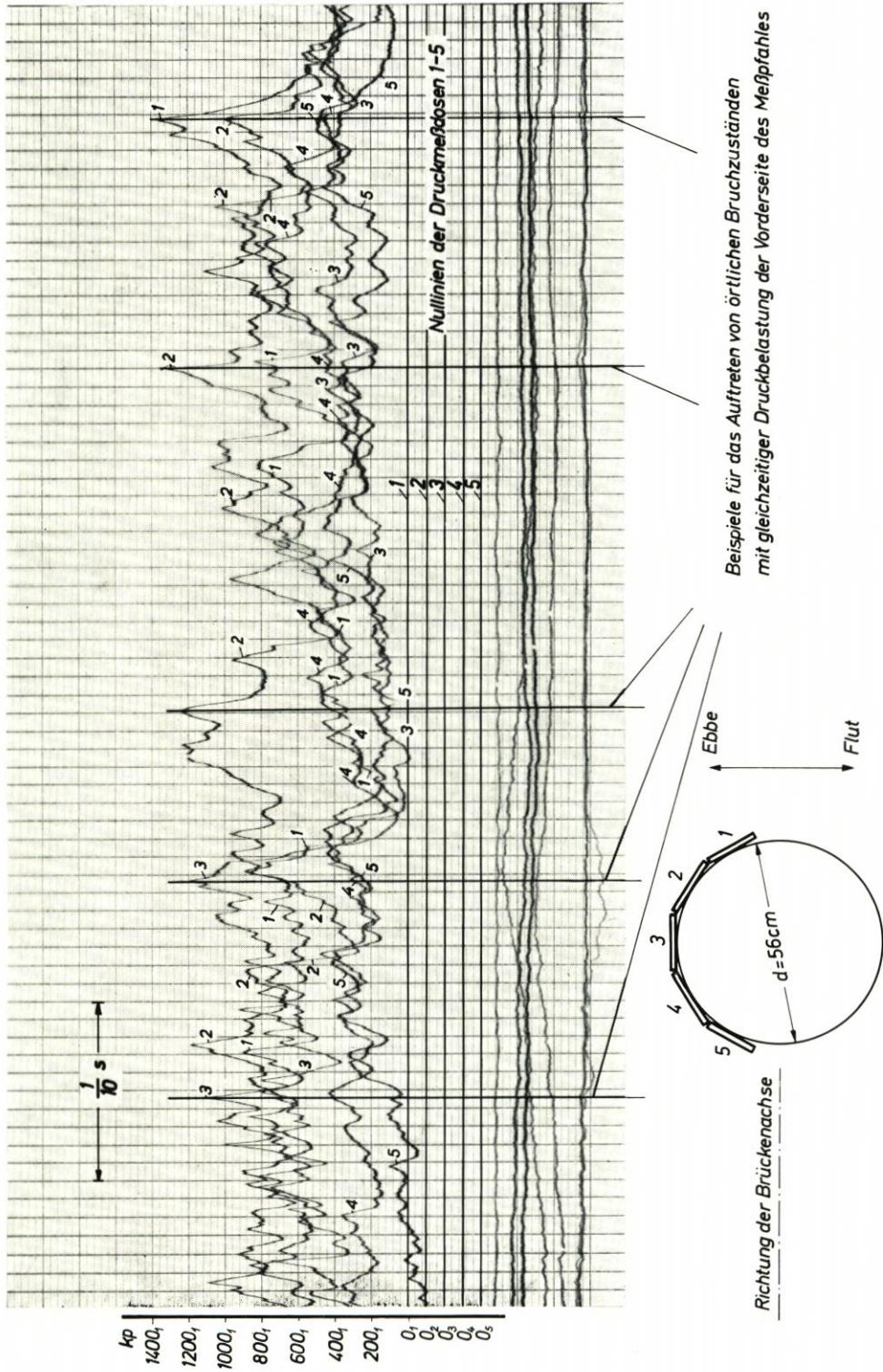
Diese Verminderung der Würfeldruckfestigkeit ist auf den unvollständigen Kontakt zwischen Eis und Bauwerk zurückzuführen. Daher wird α Kontaktbeiwert genannt, obwohl hierin auch der Einfluß der unterschiedlichen Bruchspannungszustände zwischen dem Würfeldruckversuch und dem Druckvorgang in der Natur enthalten ist.

2. Wenn die Druckfläche nur $f = 25 \text{ cm}^2$ groß ist, nimmt der Kontaktbeiwert auf $\alpha_f = 0,56$ zu.
3. Weil nur auf 1 oder 2 der 5 nebeneinanderliegenden Druckmeßdosen Druckspitzen vorkommen (Abb. 6) – die anderen sind weitgehend entlastet –, ergibt sich aus der Beziehung

$$\frac{\sigma_G}{\sigma_F} = 0,66$$

ein zweiter Abminderungsfaktor.

σ_G ist der mittlere Eisdruck, der auf die gesamte quer zur Treibrichtung projizierte Druckfläche wirkt. 0,66 berücksichtigt insbesondere die Form des Bauwerkes, aber auch die Zunahme der Druckfläche von 200 cm^2 auf 840 cm^2 .



Beispiele für das Auftreten von örtlichen Bruchzuständen mit gleichzeitiger Druckbelastung der Vorderseite des Meßpfahles

Abb. 6. Druckverlauf auf 5 höhengleichen Druckmessföden

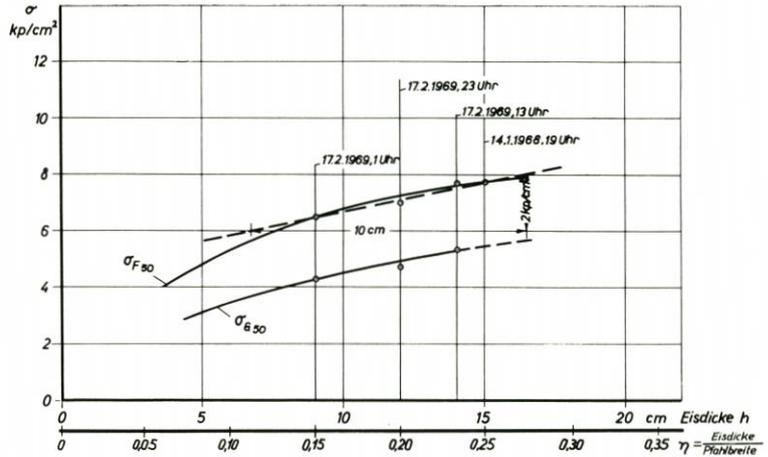
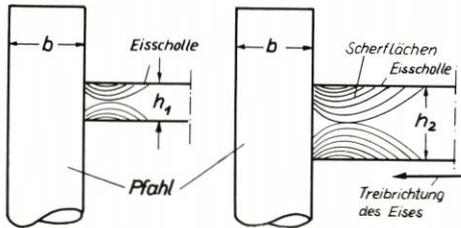


Abb. 7.
Eisdruck in Abhängigkeit von der Eisdicke und dem Verhältnis Eisdicke zu Pfahlbreite

4. Aus Messungen mit verschiedenen Eisdicken ergibt sich, daß die Festigkeit des Eises zunimmt, wenn das Verhältnis Eisdicke zur Pfahlbreite größer wird (Abb. 7). Dies wird durch den zunehmend dreidimensionalen Bruchspannungszustand hervorgerufen und kann u. a. folgendermaßen erklärt werden:

Wenn das Eis dicker wird, nimmt die Zahl der Scherflächen (s. Skizze) über die Höhe linear zu. Weil aber außerdem die Scherflächen länger werden, wird das Eis mit zunehmender Eisdicke fester.

Skizze:



5. Der Druck von brüchigem Eis mit geringer Würfeldruckfestigkeit war nahezu ebenso groß wie der Druck von festerem (kälterem) Eis, weil zwischen dem weichen Eis und dem Bauwerk ein engerer Kontakt besteht. Es wird angenommen, daß der Kontaktbeiwert mit der Temperatur abnimmt.

Aus den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche und den Eisdruckmessungen in der Natur wurde die folgende Gleichung entwickelt, mit der der Treibeisdruck auf Pfähle ermittelt werden kann.

$$P = h \cdot b [0,5 \cdot 0,66 (\sigma_{WB} [0^{\circ} C] + 0,35 \alpha [t_L - t_W]) + 12,5 (\eta - 0,15)]$$

0,5 = Kontaktbeiwert

0,66 = Formbeiwert (Pfahl- \varnothing 60 cm)

$\sigma_{WB} (0^{\circ} C)$ = Würfeldruckfestigkeit des Eises bei $0^{\circ} C$ und einer Verformungsgeschwindigkeit von $S = 0,003 \frac{1}{s}$

$0,35 \alpha (t_L - t_W)$ = Temperatureinfluß

α = Temperaturfaktor

t_L = Lufttemperatur während der letzten 24 Stunden

t_W = Wassertemperatur

0,35 = Faktor zur Ermittlung der mittleren Temperatur im Eis (KORZHAVIN, 3)

$12,5 (\eta - 0,15)$ = Einfluß der Eisdicke im Verhältnis zur Pfahlbreite

η = Eisdicke : Pfahlbreite

h = Eisdicke
b = Pfahlbreite

Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um diese Gleichung auch zur Berechnung des Eisdruckes auf Bauwerke großen Ausmaßes anwenden zu können.

Schrifttum

1. ASSUR, A.: Forces Exerted by Ice on Marine Structures. Proceeding of 1. Ice Symposium of IAHR in Reykjavik, 8.-10. September 1970; will be published in sommer 1971.
2. CROASDALE, K. R.: The Nutcracker-Ice-Strength-Tester and its Operation in the Beaufort Sea. Preprints of papers of the 1. Ice Symposium of IAHR in Reykjavik, 8.-10. September 1970; Reykjavik Juli 1970.
3. KORZHAVIN, K. N.: The Action of Ice on Engineering Structures. Publication of the Siberian Department of the Academy of Science of USSR, Novosibirsk, 1962 (in Russian).
4. PEYTON, H. R.: Sea Ice Forces. Ice Pressure against Structures. Proceedings of Conference at Laval University Quebec, 1966, Ottawa 1968.
5. SCHWARZ, J.: Treibeisdruck auf Pfähle. Mitt. Franzius-Inst. H. 34 (1970).
6. WEEKS, W., ASSUR, A.: The Mechanical Properties of Sea Ice. Ice Pressure against Structures. Proceedings of Conference at Laval University Quebec, November 1966, Ottawa 1968.

Stand der Eisforschung 1970

Von Joachim Schwarz

I. Allgemeines

Eis und Kälte der Arktis waren lange Zeit ein natürliches Hindernis für das Vordringen des Menschen in die arktischen Gebiete Amerikas, Europas und Asiens.

Erst nach dem zweiten Weltkrieg wurden diese Schranken durch die Anlage militärischer Stützpunkte in der Arktis überwunden. Die erforderliche Untersuchung der mechanischen und physikalischen Eigenschaften des arktischen Eises führte zur Gründung von Eisforschungslaboratorien in den USA, Kanada und in der Sowjetunion und damit zum Beginn der systematischen Eisforschung.

Durch die Entdeckung von Bodenschätzen in Alaska, Kanada und in Sibirien wird z. Z. eine neue Phase der Erschließung arktischer Gebiete eingeleitet. Dies wirft zwangsläufig Fragen auf, die im engen Zusammenhange mit der Eisforschung stehen: Wie sollen die Bodenschätze abtransportiert werden? Ist hierfür die Schiffspassage durch arktische Eisfelder möglich oder sind andere Transportmöglichkeiten geeigneter? Können Flußläufe und Schifffahrtswege längere Zeit im Jahr als bisher befahren werden? Wie sind Bauwerke gegen Treibeisdruck zu bemessen? – und viele Fragen mehr.

Daneben erwachsen der Eisforschung in Verbindung mit der Meerestechnik neue Aufgabebereiche, weil in diesem Industrie- und Forschungszweig ebenfalls unter arktischen Bedingungen gearbeitet werden soll.

Durch die beschriebene Entwicklung hat die Eisforschung ständig an Bedeutung gewonnen, so daß im IAHR (International Association for Hydraulic Research) vor einigen Jahren ein besonderes Komitee für Eisprobleme gegründet wurde, das im September 1970 seinen ersten Eiskongreß in Reykjavik veranstaltete.

II. Erster Eiskongreß des IAHR

A. Allgemeines

Vom 8. bis 10. September – also unmittelbar vor der Coastal Engineering Conference in Washington – fand in Reykjavik, Island, der erste Eiskongreß des IAHR statt. Aus 15 Ländern waren über hundert Wissenschaftler zusammengekommen, um Eisprobleme zu erörtern. Island, Kanada und die USA waren naturgemäß am stärksten vertreten.

An drei Tagen wurden nacheinander rd. 50 Vorträge über folgende Themenkreise gehalten:

1. Terminologie für Fluß- und Binnensee-Eis; Meßmethoden
2. Eisbildung und Eiseigenschaften
3. Eisbildung und Eisauflbruch
4. Eisüberwachung an Kraftwerken
5. Mechanische Eigenschaften des Eises und das Zusammenwirken mit Bauwerken
6. Eisdruckkräfte auf Bauwerke

B. Schwerpunkte und Tendenzen in der Eisforschung

Nach den Vorträgen, den Diskussionen und persönlichen Gesprächen am Rande der Tagung in Reykjavik ergeben sich aus der Sicht des Verfassers folgende Schwerpunkte und Tendenzen in der Eisforschung:

1. Nachdem 1967 eine Nomenklatur für Meer-Eis von der *World-Meteorological Organization* herausgegeben wurde (deutsche Übersetzung in HZ 22 [1969] 6), ist von einem Ausschuß unter Leitung von KIVISILD (4) im Auftrage der UNESCO eine Nomenklatur für Fluß- und Binnensee-Eis ausgearbeitet worden; sie wurde in Reykjavik diskutiert und wird demnächst in englischer Sprache veröffentlicht. Eine Übersetzung in die deutsche und andere Sprachen wurde empfohlen.
2. In mehreren Vorträgen wurde über Untersuchungen der Strömungsverhältnisse in Flußläufen berichtet, die während der Eisbildung und auch bei geschlossener Eisdecke in Japan, Norwegen, Sowjetunion und USA durchgeführt worden sind. Es wurde für verschiedene Temperaturen, Strömungsgeschwindigkeiten und Stadien der Eisbildung der Reibungsbeiwert zwischen Eis und Wasser ermittelt. Dabei stellte KENNEDY (3) im Iowa-River fest, daß die Unterseite des Eises eben bleibt, solange das Eis-Wachstum andauert und daß mit dem Einsetzen von Tauwetter sich auf der Eisunterseite Riffel bilden ähnlich den Sand-Riffeln an der Flußsohle.

Um die Abflußvorgänge während der Eisbildung und unter der geschlossenen Eisdecke systematisch und unabhängig von den zufällig in der Natur vorhandenen Randbedingungen untersuchen zu können, wurde 1970 im IOWA INSTITUTE OF HYDRAULIC RESEARCH in Iowa-City, USA, der erste Strömungskanal in Betrieb genommen, in dem bei Temperaturen bis -28°C Versuche durchgeführt werden können.

3. Ebenfalls mit natürlichem Eis und bei tiefen Temperaturen werden z. Z. im US ARMY COLD REGIONS RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY (CRREL) in Hanover, N. H., Versuche zur Erforschung des Eisdruckes auf Pfähle durchgeführt. Hierzu wird in einem Tiefbehälter Seewasser unter nahezu natürlichen Bedingungen gefroren und ein Rohr mit einer hydraulischen Presse mit der Mantelfläche seitlich in die Eisdecke hineingedrückt. Eisdicke, Temperatur, Durchmesser und Form des Rohres werden verändert.

Da die Extrapolation der Laboratoriumsergebnisse auf andere in der Natur vorkommende Größenverhältnisse nicht gesichert ist, sind von CRREL in Alaska Eisdruckmessungen an Bauwerken selbst geplant, und zwar nach einer ähnlichen Methode wie sie der Verfasser zur Ermittlung des Treibeisdruckes auf Pfähle an der Eidermündung angewendet hat (Auflösung der Druckfläche in kleine Druckmeßeinheiten, s. S. 80 dieser Ausgabe der „Küste“). Das Laboratorium in Hanover, N. H., das der Verfasser im Anschluß an die Coastal Engineering Conference in Washington besichtigte, verfügt neben dem Eis-Tiefbehälter über 42 Kältekammern, jede ein kleines Laboratorium in sich, und beschäftigt 300 Personen.

4. Neben der Verwendung von natürlichem Eis für die modellmäßige Untersuchung von Eisproblemen wird z. Z. an der LAVAL-UNIVERSITY in Quebec an der Entwicklung eines „Kunststoffeises“ gearbeitet (MICHEL, 6), das in einem geeigneten Maßstabe alle mechanischen Eigenschaften des Eises aufweisen muß, um z. B. Vorgänge von Schiffsbewegungen in Eisfeldern oder des Eisdruckes auf Bauwerke naturgetreu nachzubilden. Es soll bereits ein „Modell-Eis“ geben, „das in den meisten Fällen die vollständige hydro-mechanische Ähnlichkeit gewährleistet“. Weitere Untersuchungen auf diesem Gebiet müssen zeigen, ob Vorbehalte gegen diese Art der modellmäßigen Behandlung von Eisproblemen ausgeräumt werden können.

5. Der Temperaturverlauf im Eis läßt sich über die bekannte Diffusionsgleichung

$$\frac{\delta T}{\delta t} = h^2 \frac{\delta^2 T}{\delta x^2}$$

ermitteln. Hierin bedeuten

T = Temperatur

x = Abstand von der Oberfläche

h² = Spezifische Temperaturleitfähigkeit des Eises

Der vorausberechnete Temperaturverlauf wurde von LAZIER (5) durch Messungen bestätigt.

6. Verhältnismäßig vollständig sind die Kenntnisse über die Eisdruckkräfte infolge Temperaturausdehnung des Eises (DROUIN, 2).
7. Die Haftfestigkeit des Eises an Pfählen ist abhängig vom Material und der Form des Pfahles sowie von der Temperatur und der Art des Eises; untersucht worden sind verschiedene Stahlprofile und Holzpfähle (STEHLE, 8).
8. Großes Interesse fand allgemein die Erörterung der Eisdruckkräfte auf Bauwerke, einmal, weil auf diesem Gebiet wenig bekannt ist und zum anderen, weil die Ergebnisse besonders dringend für die Bemessung von Bauwerken gegen Treibeisdruck benötigt werden. Neben den Ergebnissen von Einzelmessungen des Eisdruckes auf Brückenpfeiler wurde über Untersuchungen des Eisdruckes auf Pfähle berichtet, die von amerikanischen Ölgesellschaften mit sogenannten „Nußknackern“ in der Beaufort Sea durchgeführt worden sind (CROASDALE, 1). Diese Nußknacker bestanden aus zwei Rohren (∅ 75 cm), die in einer Eisdecke eingefroren waren und mit hydraulischen Pressen auseinandergedrückt wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden z. Z. von den Ölgesellschaften noch zurückgehalten. Unter dem gleichen Themenkreis hat der Verfasser in Reykjavik einen ähnlichen Vortrag gehalten wie in Washington, der in dieser Ausgabe der „Küste“ abgedruckt ist (7). Die Ermittlung der Druckkräfte des Treibeises wird z. Z. verstärkt in Angriff genommen. Es ist zu erwarten, daß aus den Untersuchungen im Laboratorium (CRREL) und den geplanten Eisdruckmessungen auf verschiedene Bauwerke in Alaska die vom Verfasser aufgestellte Eisdruckgleichung in Kürze auch für Bauwerke großen Ausmaßes und extreme Eisverhältnisse erweitert werden kann.

Der zweite Eiskongreß des IAHR wird 1972 in Leningrad stattfinden.

Schrifttum

1. CROASDALE, K. R.: The Nutcracker Ice Strength Tester and its Operation in the Beaufort Sea. Preprints of papers of the 1. Ice Symposium of IAHR in Reykjavik, 8.-10. September 1970; Reykjavik Juli 1970.
2. DROUIN, M.: State of Research on Ice Thermal Thrust. Wie oben.
3. KENNEDY, J. F.: Temperature and Flow Conditions During the Formation of River-Ice. Wie oben.
4. KIVISILD, H.: Terminology of River- and Lake-Ice. Anhang zu Preprints of Papers of 1. Ice Symposium of IAHR in Reykjavik, 8. bis 10. Sept. 1970. Reykjavik, Juli 1970.
5. LAZIER, S. S.: Temperature Gradients in a Lake Ice Cover. Preprints of Papers of the 1. Ice Symposium of IAHR in Reykjavik, 8.-10. September 1970; Reykjavik Juli 1970.
6. MICHEL, B.: Ice Modelling in Hydraulic Engineering. Wie oben.
7. SCHWARZ, J.: The Pressure of Floating Ice-Fields on Piles. Wie oben.
8. STEHLE, N. S.: Adfreezing Strength of Ice. Wie oben.

Deichbau in Abhängigkeit von Sturmfluten und Wellenwirkung an der Nordsee

Von Johann Kramer

1. Einführung

1.1 Geographische Situation

Die Nordseeküste der Bundesrepublik ist durch verschiedene Buchten und Flußmündungen unterteilt (Abb. 1). Typisch für die Nordseeküste mit einem Tidehub von rd. 2,5 m ist das Wattgebiet, zur offenen See hin abgegrenzt durch Düneninseln. Die geographische Situation des Küstengebietes ist das Ergebnis der aufbauenden und zerstörenden Kräfte der See; denn durch Tidesströmungen und Wellenwirkung beeinflußt die See die Entwicklung der Küste auf verschiedenste Weise, woraus sich die Probleme des Küstenschutzes ergeben.

Das Land Niedersachsen grenzt direkt an die Nordsee mit ihren Tideflüssen Ems, Weser und Elbe. Niedersachsen hat rd. 870 km Deiche zwischen der holländischen Grenze und Hamburg zu unterhalten. Die Deiche werden nach See-, Strom- und Flußdeichen mit verschiedenartigen Profilen unterschieden. Eine große Anzahl von Sielen, Schleusen und Schöpfwerken liegt in den Deichen, um das niedrig gelegene Küstengebiet mit seinen Marschen und Mooren zu entwässern.

1.2 Landverlust und Landgewinn

In früheren Jahrhunderten hatten die Deiche eine ungenügende Höhe; ihre Böschungen waren zu steil. Das war die Ursache vieler Deichbrüche und der Zerstörung langer Strecken der Deichlinie durch außergewöhnlich hohe Sturmfluten. Der Verlust großer landwirtschaftlich genutzter Flächen konnte nicht verhindert werden, so daß die See weiter vordrang. Am Ende des 15. Jahrhunderts hatte die Nordsee verschiedene Buchten an der Küste ausgebrochen und ihre größte Ausdehnung erreicht. Auch späterhin konnten Landverluste nicht verhindert werden, jedoch konnte die Küstenlinie mit der beginnenden Landgewinnung wieder gegen die See vorgeschoben werden. Neue Deichlinien wurden angelegt und neue Polder gewonnen. Die ursprüngliche Ausdehnung des Jadebusens wurde bis heute auf ein Drittel seiner ursprünglichen Größe verringert, denn die Entwicklung der Küsten-Wasserbautechnik ermöglichte es, zunächst die Küstenlinie zu halten und sie später durch Eindeichung neuer Polder vorzuverlegen.

1.3 Untersuchungen der Februar-Sturmflut 1962

Die katastrophale Sturmflut vom 16./17. 2. 1962 führte in bestimmten Bereichen der Nordseeküste zu höheren Tidewasserständen, als sie jemals zuvor beobachtet worden waren. Infolgedessen entstanden schwere Schäden an Küstenschutzwerken, wobei besonders die See- und Stromdeiche betroffen wurden. Unter Nutzung der praktischen Erfahrungen und der Beobachtungen dieser Sturmflut wurden Untersuchungen mit dem Ziel begonnen, festzulegen, in welcher Weise Deiche zu gestalten sind, um höheren Sturmfluten als 1962, die möglicherweise künftig eintreten, zu widerstehen. Drei Probleme wurden besonders untersucht:

- a) Kronenhöhe der Deiche,
- b) Neigung der Deichböschungen sowie
- c) Grasdecke, Deichboden und Untergrund.

Über die Ergebnisse und Folgerungen aus diesen Untersuchungen wird nachstehend berichtet.

2. Kronenhöhe der Deiche

2.1 Sturmflutwasserstände

Die Wasserstände der Sturmfluten steigen an, was bis heute beobachtet werden kann. Ein Beispiel war die Sturmflut 1962, die sich entwickelte, indem die am 12. 2. 1962 beginnende Sturmweatherlage mit Winden aus westlichen Richtungen ungewöhnlich große Wassermassen in

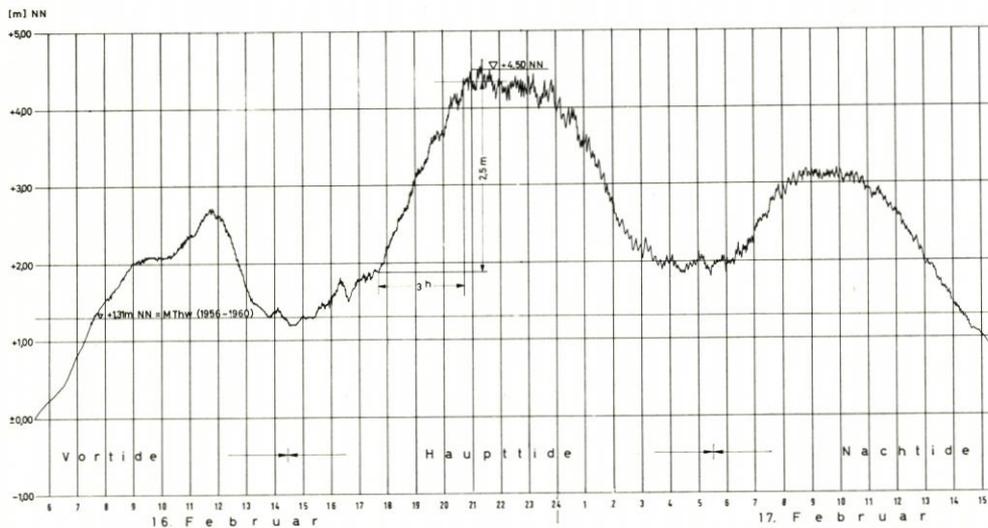


Abb. 2. Vortide, Haupttide und Nachttide der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962; kennzeichnend ist der Anstieg der Flut von 2,5 m in 3 Stunden während der Haupttide (aus KRAMER, LIESE, LÜDERS 1962)

den inneren Teil der Nordsee gegen die deutsche Küste drückte (1). Auf diesen hohen Wasserstand der See traf der Sturm vom 16./17. 2. 1962 und verursachte in verschiedenen Küstenbereichen und besonders in den Tideflüssen Wasserstände mit einer niemals vorher erreichten Höhe (2). Die höchste Tide war in der Nacht vom 16./17. 2. 1962 (Abb. 2). An sechzehn von zweiundzwanzig Tidepegeln entlang der Küste und Ströme wurde das bisher bekannte höchste Hochwasser überschritten.

Die Verteilung der Wasserstände im Vergleich zu früher beobachteten Wasserständen zeigt, daß diese maximal an der Weser und Elbe überschritten wurden. Von der Ems entlang der Küste bis zur Weser wurden die vorher gemessenen höchsten Wasserstände mit örtlichen Ausnahmen nicht erreicht. Der Unterschied betrug bis -79 cm und wurde an der Knock nahe Emden gemessen. In der Weser und Elbe und an der Küste zwischen Bremerhaven und Cuxhaven wurden alle vorher bekannten Wasserstände überschritten mit dem maximalen Anstieg in der Weser bei Elsfluth mit $+43$ cm und in der Elbe nahe Schulau mit $+62$ cm.

2.2 Anstieg des Meeresspiegels oder Küstensenkung

Das Phänomen höherer Sturmflutwasserstände als in der Vergangenheit bestätigt die Beobachtung, daß die Tidewasserstände angestiegen sind. Die höchsten Wasserstände verschiedener in den letzten Jahrhunderten beobachteter Sturmfluten können an einer Hochwassermarke an der Südküste des Jadebusens verglichen werden (3):

Höchstes Tidehochwasser	1. 11. 1570	+ 4,80 m NN
Höchstes Tidehochwasser	24. 12. 1717	+ 4,89 m NN
Höchstes Tidehochwasser	3./4. 2. 1825	+ 5,26 m NN
Höchstes Tidehochwasser	13. 3. 1906	+ 5,33 m NN
Höchstes Tidehochwasser	16./17. 2. 1962	+ 5,57 m NN

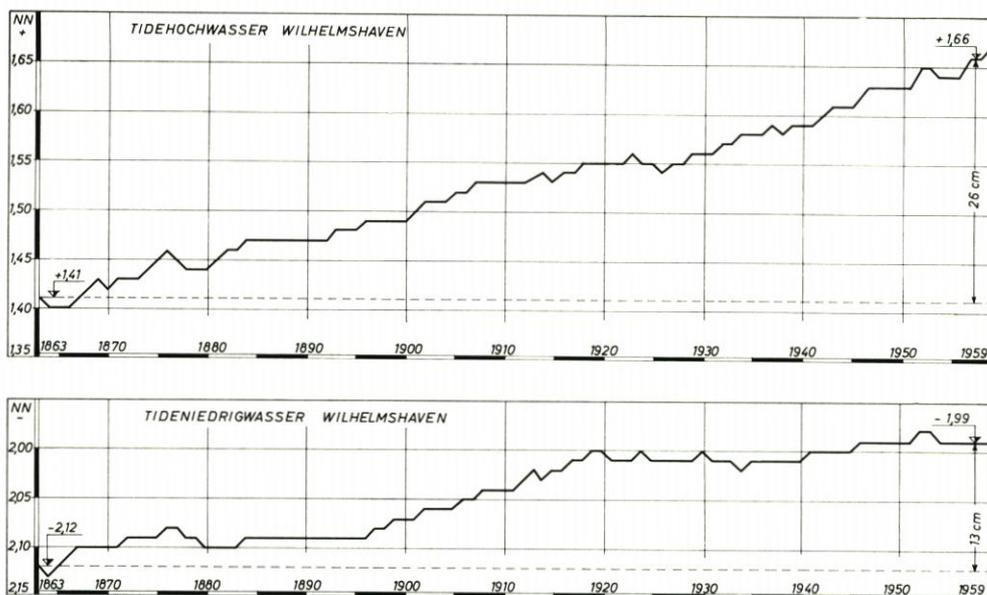
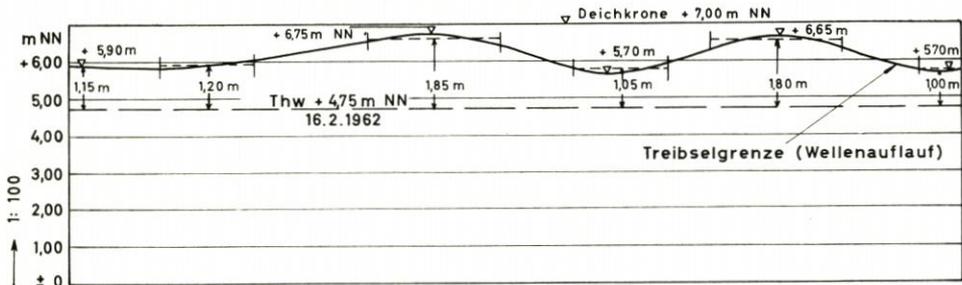


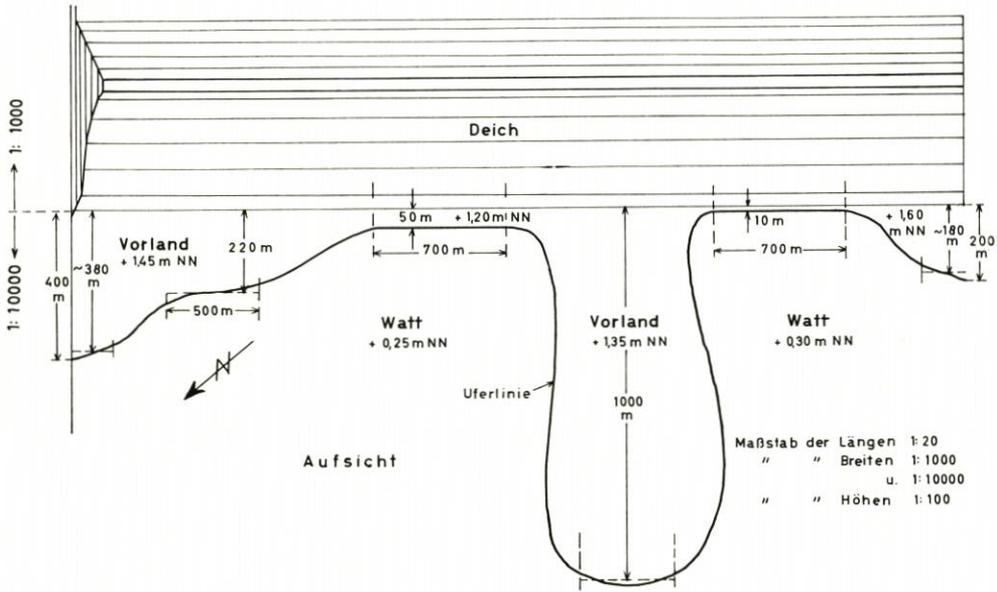
Abb. 3. Der Anstieg des mittleren Tidehochwassers und mittleren Tideniedrigwassers am Pegel Wilhelmshaven von 1863 bis 1959, dargestellt durch das 19jährige überlappende Mittel

Unverkennbar ist der Genauigkeitsgrad der Beobachtungen unterschiedlich, jedoch ist der Anstieg der Sturmflutwasserstände deutlich. In diesem Jahrhundert haben Untersuchungen begonnen, um die Ursache dieses Vorganges zu bestimmen. Aus geologischen Untersuchungen im Gebiet des Jadebusens (4) und entlang der ostfriesischen Küste (5) schien ein Sinken des Festlandes im Vergleich zum Wasserspiegel der Nordsee erkennbar zu sein. Dieser Vorgang wurde als „Küstensenkung“ bezeichnet. Das Maß der vertikalen Bewegung wurde auf 30 cm im Jahrhundert geschätzt.

Eine genaue Bestimmung der Küstensenkung ist bedeutsam für den Entwurf von Küstenschutzwerken, da verhindert werden muß, daß diese überströmt werden oder Wellen überlaufen. Aus diesem Grunde wurden Festpunkte im Küstengebiet nivellistisch mit Festpunkten im Teutoburger Wald, einem Urgebirge, verbunden, dessen Höhe als konstant angenommen werden kann (6). Der Vergleich der Nivellements der Jahre 1928/31 und 1949/59 führt zu dem Ergebnis, daß eine vertikale Bewegung während dieser geologisch sehr kurzen Periode nicht festgestellt werden kann, obgleich sie mit einem hohen Grad an Genauigkeit ausgeführt wor-



Ansicht



Aufsicht

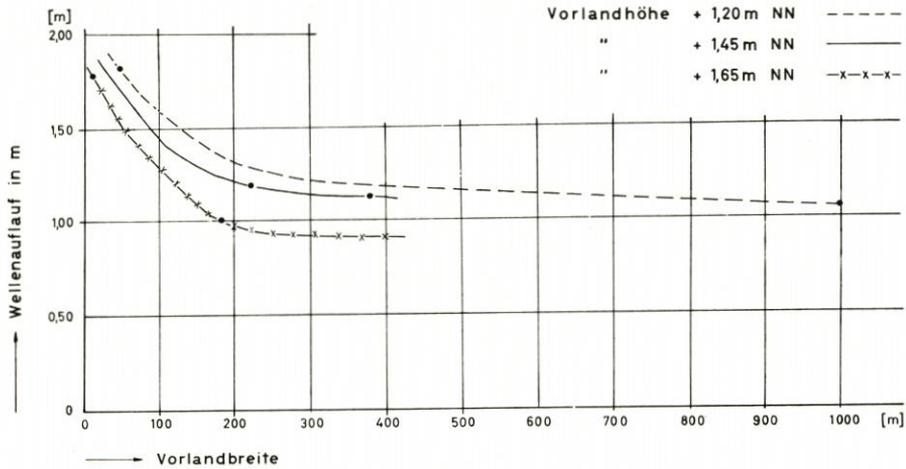


Abb. 4. Wellenauflauf an einem Seedeich in Abhängigkeit von der Höhe und Breite des Deichvorlandes (aus KRAMER, LIESE, LÜDERS 1962)

den sind. Die geologischen Untersuchungen der letzten Jahre (7) zeigten, daß eine vertikale Bewegung der Erdoberfläche in der Gegenwart praktisch nicht besteht.

Die langzeitigen Pegelbeobachtungen an der Nordseeküste (8) zeigen einen Anstieg des mittleren Tidewasserstandes an. Aus den Pegelbeobachtungen in Wilhelmshaven läßt sich ein Anstieg von ungefähr 20 cm im Jahrhundert ableiten (Abb. 3). Eine ähnliche Tendenz ist an anderen Pegelstandorten entlang der Küste erkennbar. Infolgedessen nehmen verschiedene Autoren einen mittleren Anstieg des Tidewasserstandes an der deutschen Nordseeküste zwischen 20 bis 30 cm im Jahrhundert an. Möglicherweise sind langperiodische Klimaschwankungen (8) die Ursache dieses Vorganges.

2.3 Sicherheitszuschlag

Für den praktischen Küstenwasserbau ist es nicht so bedeutsam, die Ursachen der Küstensenkung zu kennen, da ein Anstieg des Wasserstandes der Nordsee dieselbe Auswirkung wie ein Sinken des Festlandes hat. Jedoch ist die Erkenntnis dieses Phänomens sehr bedeutsam, da es zum Teil die oft wiederholten katastrophalen Deichbrüche und Überschwemmungen in früheren Jahrhunderten erklärt. In Zukunft wird ein säkularer Anstieg von 25–30 cm beim Entwurf von Küstenschutzwerken als „Sicherheitszuschlag“ berücksichtigt werden müssen.

2.4 Wellenauflauf

Das Maximum des Sturmflutwasserstandes in der Nacht vom 16./17. 2. 1962 (Abb. 2) hatte eine sehr flache Krone, die dazu führte, daß der höchste Wasserstand mehrere Stunden anhielt (9) und sehr schwerer Seegang mit hohen Wellen gegen die Deiche entlang der Festlandsküste lief. Die Wellenhöhe konnte nur an wenigen Stellen beobachtet, jedoch der Wellen-

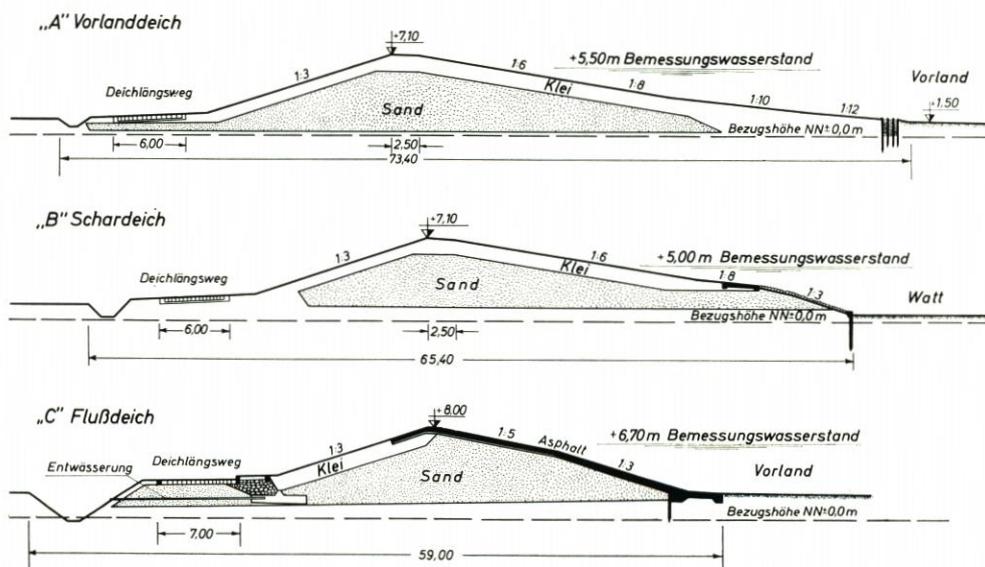


Abb. 5. Querschnitte von Deichen mit Sandkern und einer Klei- oder Asphaltdecke; wenn Klei in genügender Menge zur Verfügung steht, wird er anstelle von Sand für den Kern benutzt

auflauf an den Deichen entlang der Küste nach der Treibselgrenze eingemessen werden, die durch die Höhe von vertrittetem Holz, Gras oder Busch gekennzeichnet ist, das durch die Wellenwirkung auf die Deichböschung geworfen wurde. Der Wellenauflauf in der Nacht des 16./17. 2. 1962 übertraf die bis dahin bekannten maximalen Werte (10). Auf der Außenböschung von Seedeichen ohne Vorland betrug der Wellenauflauf bis zu 3,5 m. Deiche mit Vorland hatten einen geringeren Auflauf bei gleicher Wellenhöhe (Abb. 4).

Die Höhe des Wellenauflaufes ist eine Funktion der Neigung der Außenböschung, der Wellenhöhe sowie der Lage des Deiches zur Windrichtung (11). Ebenso hängt sie von der Art des Deiches, ob mit oder ohne Vorland und Watt, ab (Abb. 5). Die Außenböschungen sind konkav oder konvex geformt. Im allgemeinen haben sie eine konkave Form als Vorlanddeich, wenn vor ihnen Vorland liegt (Abb. 5 A) und eine konvexe Form bei angrenzendem Watt als Schardeich (Abb. 5 B). Der Fuß eines Schardeiches ist mit einem Deckwerk aus Steinen, Beton, Asphalt usw. zu befestigen.

2.5 Ermittlung der Kronenhöhe von Deichen

In den letzten Jahrzehnten wurden verschiedene Verfahren benutzt, um die künftige Höhe von Deichen zu berechnen. Als Ergebnis derartiger Untersuchungen nach der Sturmflut von 1962 wird gegenwärtig entweder das „a-b-c-d-Verfahren“ oder das „HHThw + Zuschlag-Verfahren“ angewendet (Abb. 6).

Im a-b-c-d-Verfahren (Abb. 6 A) ist der Parameter „a“ der mittlere Tidehochwasserstand, bezogen auf Normalnull, „b“ der größtmögliche Springanstieg, „c“ der Windstau und „d“ der Sicherheitszuschlag, um den säkularen Anstieg des Meeresspiegels zu berücksichtigen. Das HHThw + Zuschlag-Verfahren (Abb. 6 B) wird in besonderen Fällen benutzt, vor allem um die Höhe von Strom- und Flußdeichen zu ermitteln. Es geht vom beobachteten höchsten Tidehochwasserstand aus, der um den Sicherheitszuschlag erhöht wird, der den säkularen Anstieg, die örtliche Situation, die Höhenlage des geschützten Hinterlandes und ähnliches berücksichtigt.

In beiden Verfahren ist der Wellenauflauf hinzuzufügen, der zwischen 0,5 und 3,5 m an der Nordseeküste in Abhängigkeit von der Lage der Deichlinie und dem Wellenangriff beträgt.

Angenommen wird, daß die Berechnung der Kronenhöhe nach diesen Verfahren genügend Sicherheit gegen Wasserüberlauf und Überschwemmung des Hinterlandes während des nächsten Jahrhunderts bietet.

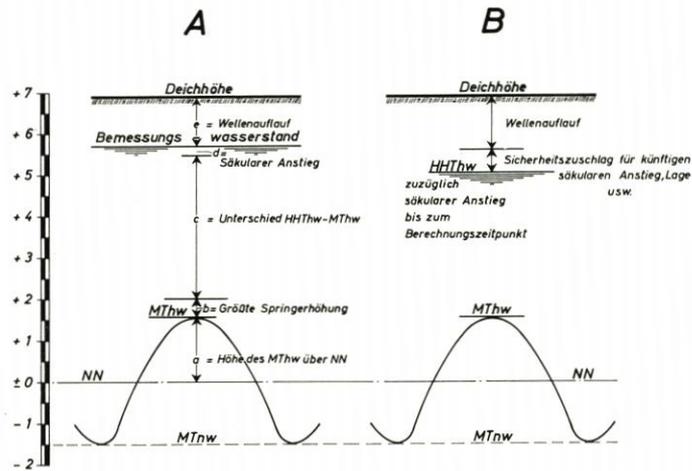


Abb. 6. Bestimmung der Kronenhöhe von Deichen:
 A) a-b-c-d-Verfahren
 B) HHThw + Zuschlag-Verfahren

3. Deichprofile

3.1 Erfahrungen mit Deichböschungen während der Sturmflut 1962

Die Höhe und Breite von Deichen, die Neigung der Außen- und Innenböschung, Anlagen in und auf dem Deich sowie seine Unterhaltung waren entscheidend für den Ansatzpunkt und das Ausmaß von Zerstörungen durch Wellenwirkung oder Überströmung der Deichkrone. Der

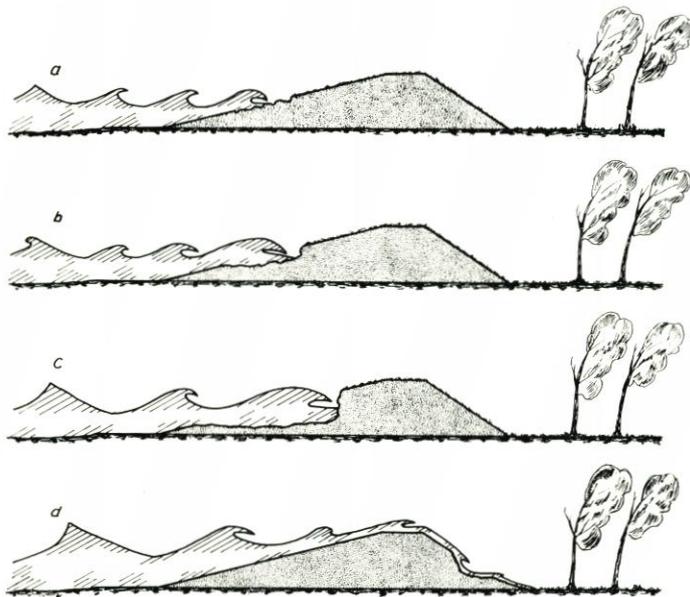


Abb. 7. Schematische Darstellung von Deichschäden
a) leichte Schäden, b) mittlere Schäden, c) schwere Schäden, d) Erosion auf der Innenböschung

erste Ansatz von Schäden war gewöhnlich durch ungenügende Unterhaltung der Grasnarbe bedingt, während deren spätere Ausweitung von der Qualität des Deichbodens abhängig war. Es begann mit dem Druckschlag des aufprallenden Wassers in kleinen Schadensstellen und setzte sich sofort mit Auswaschungen als Folge der Turbulenz brechender Wellen.

Die kleineren Schäden in der Grasnarbe verteilten sich über die gesamte Außenböschung. Dagegen wurden die mittleren und schweren Schäden in der Höhe des höchsten Wasserstandes angetroffen, weil hier die Wellenwirkung am längsten mit der stärksten Wirkung anhält. Auf unbefestigten

Deichkronen waren die Hauptursachen von Schäden Fahrspuren, die sich bei Wellenüberlauf oder Überströmung sehr schnell ausdehnten.

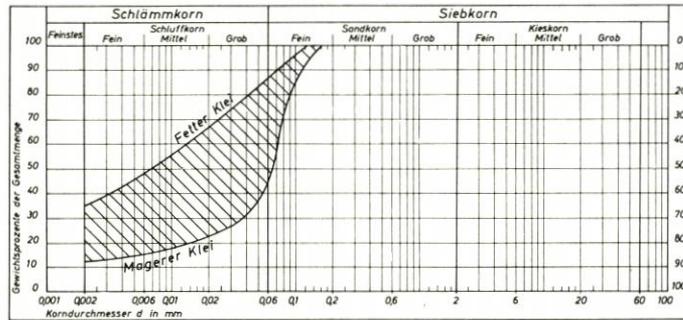
Die Innenböschungen von Deichen waren vielfach zu steil mit Neigungen von 1:2 bis 1:0,5, so daß bei Überströmung oder Wellenüberschlag Erosion durch das abwärts laufende Wasser einsetzte, die an Stellen schlechter Grasnarbe begann. Durch Trockenrisse in den Deichkörper eindringendes Wasser führte zu Rutschungen, besonders bei steilen Innenböschungen. Außerdem waren Schäden von Wühltieren, durch deren Höhlen Wasser in den Deichkörper eindrang, der Grund für anschließende Rutschungen und Deichbrüche (13). In verschiedenen Fällen hatten Kabel und Wasserleitungen die gleiche Wirkung.

3.2 Art der Deichschäden

Zerstörungen von unterschiedlichem Ausmaß und Art sind charakteristisch. Sie sind das Ergebnis der auf die Deichböschung wirkenden tangentialen und vertikalen Kräfte infolge Sturz- und Schwallbrechern an den Deichen oder durch Überströmung und Wellenüberlauf:

- a. Leichte Schäden in der Grasnarbe, die über die gesamte Außenböschung verteilt sind (Abb. 7a).
- b. Mittlere Schäden mit Löchern bis zu 50 cm Tiefe, unregelmäßig über die Außenböschung verteilt (Abb. 7b).
- c. Schwere Schäden in Höhe der langanhaltenden Wellenwirkung mit mehr oder weniger horizontaler Grundfläche und senkrechter Wand, die sich entlang des Deiches erstrecken (Abb. 7c).
- d. Erosion an der Innenböschung infolge Überströmung oder Wellenüberlaufs, von deren Ausmaß Rutschungen oder Deichbrüche abhängen (Abb. 7d).

Körnungskurven von Deichbodenproben
des Seedeiches zwischen Bensersiel - Neuharlingersiel



3.3 Empfehlungen zur Profilgestaltung

Die wichtigsten Empfehlungen für den künftigen Bau von Deichen mit Kleidecke sind:

1. Außenböschungen so flach wie möglich, an Seedeichen nicht steiler als 1:6 und an Flußdeichen nicht steiler als 1:3 (Abb. 5 A/B). Ausnahmen sind bei Verwendung fester Materialien, wie Asphalt, Beton usw., möglich (Abb. 5 C).
2. Die konvexe Form von Außenböschungen ist der konkaven Form vorzuziehen, um den Wellenauflauf zu vermindern.
3. Deckwerke am Deichfuß bis zu 1,5 m Höhe über MThw in massiver Bauweise.
4. Breite der Deichkrone von 2,5 m bis 3,0 m mit Neigung zur Außenseite, um die Oberfläche zu entwässern. Dauernder Verkehr ist zu unterbinden mit der Ausnahme auf befestigten Deichkronen.
5. Innenböschungen nicht steiler als 1:3, um Rutschungen und Erosion durch überlaufendes Wasser zu verhindern (5 A/B/C). Steilere Böschungen erfordern eine massive Abdeckung.

Abb. 8. Kornverteilung von Deichboden, der als Kleidecke geeignet ist

4. Grasdecke, Deichboden und Untergrund

4.1 Grasdecke

Eine schlechte Grasdecke gibt im allgemeinen den Ansatz für Auswaschen von Löchern durch Wellenwirkung, vor allem, wenn diese seitlich von Treppen, Zäunen, Pfählen oder Gebäuden durch Menschen oder Vieh zertreten ist. Sehr oft wurden Schäden in der Grasdecke durch Löcher von Wühltieren, die den Boden aufgraben, gefunden (13). Ebenfalls lag Treibsel oft zu lange auf der Deichböschung und hinderte das Wachstum des Grases, so daß der dann noch ungeschützte Boden ausgewaschen werden konnte. Grassoden, die im vorhergehenden Jahr verlegt worden waren, wurden oft durch Wellenwirkung herausgeschlagen und abgetrieben.

4.2 Deichboden

Der Deichboden (15) war noch nicht genügend verfestigt, wenn seit dem Bau des Deiches erst einige Jahre vergangen waren. Dann konnte der Deichboden dem Auswaschen durch Wellen nicht widerstehen, da die Konsolidierung von Erddäichen eine längere Zeit dauert. In einem Deich mit sehr fettem Klei (Abb. 8) ohne sandige Bestandteile treten oft Trockenrisse bis zu einer Tiefe von 2 m auf, die durch Schrumpfen nach Wasserverlust des Bodens entstehen. Wassereintritt fördert dann das Abrutschen steiler Böschungen. Ebenfalls führte sehr sandiger Deichboden zur Durchsickerung und weiterhin zu Deichbrüchen, wie es an verschiedenen Flußdeichen beobachtet werden konnte.

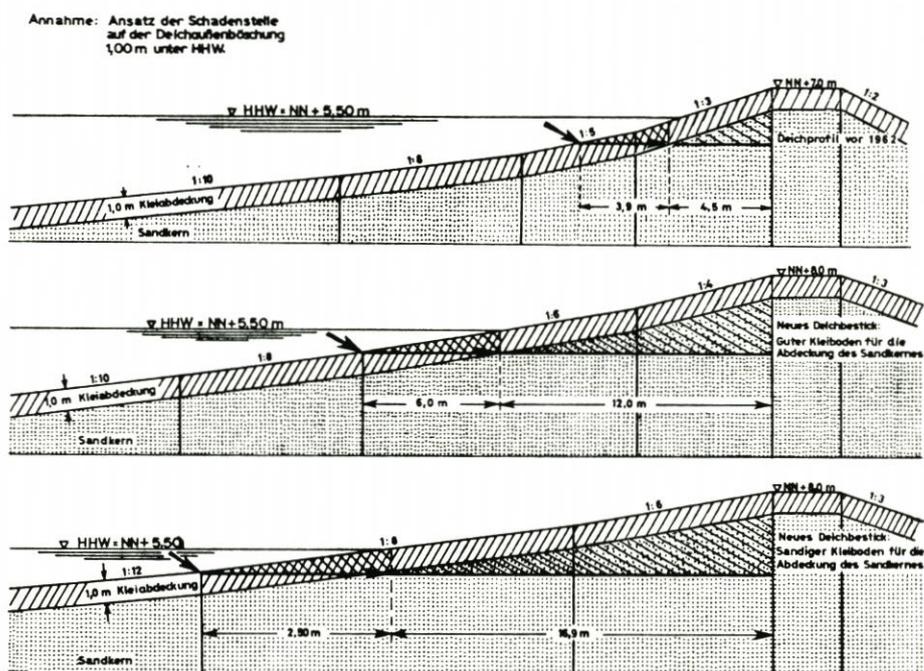


Abb. 9. Die wirksame Kleidecke gegen Wellenwirkung bei unterschiedlich geneigten Außenböschungen von Seedeichen (aus RODLOFF 1966)

4.3 Untergrund

Ungenügende Tragfähigkeit des Untergrundes war an verschiedenen Stellen die Ursache von Deichbrüchen, wenn weiche Schlack- oder Torflagen nicht die vertikale und horizontale Belastung aus dem Deich bei Hochwasserstand zusammen mit der Wellenwirkung aufnehmen konnten.

4.4 Empfehlungen zur Grasnarbe, zum Deichboden und zum Untergrund

Die Empfehlungen hierzu sind:

1. Der Unterhaltung der Grasnarbe ist mehr Bedeutung als bisher zuzumessen (16). Alle kleinen Schäden sind sofort zu beseitigen. Das Gras muß durch grasende Schafe und Jungvieh kurz gehalten werden, was gleichzeitig die beste Möglichkeit ist, den Boden zu verdichten und wühlende Tiere zu bekämpfen, indem ihre Löcher zugetreten werden. Die Innenböschung von Deichen soll auch für die Unterhaltung und das Grasens nicht steiler als 1:3 sein, um den erwarteten Erfolg zu bringen.
2. Die Qualität des Deichbodens ist mehr als zuvor zu analysieren, und eine spezielle Zusammensetzung aus Klei- und Sandanteilen ist zu fordern (Abb. 8). Meistens wird der örtlich verfügbare Kleiboden benutzt und kann für den Deichbau als geeignet angesehen werden. Wenn jedoch solcher Boden nicht verfügbar ist, sind andere Bauweisen anzuwenden.
3. Die Eignung des Deichbodens ist ebenfalls im Zusammenhang mit dem Querschnitt des Deiches und den hydraulischen Kräften zu betrachten (17). Auf flachen Böschungen dauert es länger, bis Auswaschungen den Sandkern erreichen (Abb. 9).
4. Wo geeigneter Deichboden knapp ist, kann der Deichkern aus Sand bestehen und mit Klei von guter Qualität abgedeckt werden (Abb. 5). Die Kleidecke ist in einer Mindestdicke von 1,0 m auf Außenböschungen und von 0,5 m auf Innenböschungen anzulegen. In besonderen Fällen, wenn kein Klei verfügbar ist, können massive Decken gewählt werden.
5. Trockenrisse sind mit kleiigem Boden aufzufüllen, um Wassereintritt und Durchsickerung des Deichkörpers zu verhindern.
6. Die bodenmechanischen Daten des Deichbodens und Untergrundes haben sorgfältig untersucht zu werden, um die Standfestigkeit von Deichen zu sichern und ihr Setzmaß zu erkennen. Im allgemeinen besteht der Untergrund aus Kleilagen. Örtlich jedoch sind diese durch Torflagen von geringerer Tragfähigkeit unterbrochen, die das Gewicht eines Deiches nicht tragen können. Dann hat die Torflage entfernt und durch Sand oder anderen Boden mit genügender Tragfähigkeit ersetzt zu werden. In solchen Fällen kann auch die Basis des Deiches verbreitert werden, um das Gewicht des Deichkörpers auf eine größere Fläche zu verteilen.

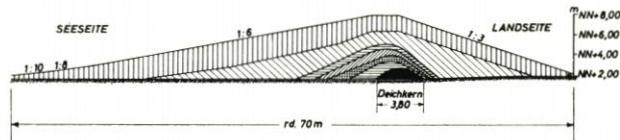


Abb. 10. Vergleich älterer Deichquerschnitte mit modernen. Der älteste Querschnitt wurde ungefähr 1000 n. Chr. mit einer Breite von 3,80 m und steilen Böschungen angelegt, der höchste nach 1962 mit flachen Böschungen und einer Breite von ungefähr 70 m

5. Weitere Empfehlungen für den Entwurf und die Bauweise von Deichen

5.1 Vorland und Landgewinnung

Der Wert von Vorland oder Landgewinnungswerken (12) zeigte sich sehr deutlich in der Verminderung des Wellenauflaufes an Deichen während der Februar-Sturmflut 1962. Kleine Deiche auf dem Vorland, sogenannte Sommerdeiche, hatten eine zusätzliche wellenbrechende Wirkung. Landgewinnungswerke im Watt vor Seedeichen verminderten ebenfalls den Wellenangriff auf Grund der Abhängigkeit der möglichen Wellenhöhe von der Wassertiefe während

Sturmfluten. Die vorteilhafte Wirkung von Vorland konnte besonders am Leybuchtdeich beobachtet werden (Abb. 4). Entlang langer Strecken der Nordseeküste besteht Vorland mit unterschiedlicher Breite. Andere Strecken dagegen werden direkt von der See durch Mittelhochwasser berührt. Das Ergebnis praktischer Erfahrung (14) und von Modellversuchen (11) war, daß ein ungefähr 200 m breites Vorland notwendig ist, um die Wellenhöhe um rd. 1,0 m zu vermindern, wenn die Verhältnisse der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962 herrschen.

Die Folgerungen für künftige Arbeiten sind:

1. Ein hohes und breites Vorland vermindert den Wellenangriff und Wellenauflauf an Deichen. Deshalb sollte Vorland dort gewonnen werden, wo die natürlichen Voraussetzungen es begünstigen.
2. Niedrige, sogenannte Sommerdeiche auf dem Vorland vermindern zusätzlich den Wellenangriff und Wellenauflauf am Hauptdeich oder Winterdeich. Sommerdeiche sollten gebaut werden, wenn das Vorland die dazu notwendige Ausdehnung hat.

Die vorher erörterten Fragen über Erfahrungen in der Sturmflut vom 16./17 Februar 1962 und ihre zukünftige Berücksichtigung beinhalteten die hauptsächlichsten baulichen Gegebenheiten. Sie beziehen sich auf Erddeiche aus Klei oder solche mit einem Sandkern und einer Kleidecke, wobei nur der Deichfuß durch eine massive Konstruktion abgedeckt ist. Derartige Erddeiche an der Nordseeküste oder entlang der Flüsse sind die normalerweise gebauten Deicharten. Deiche mit massiven Mauern oder Decken sind Ausnahmen, weil sie sehr viel teurer sind. Deshalb werden sie nur dann entworfen, wenn es auf Grund der örtlichen Gegebenheiten notwendig und geeigneter Klei nicht verfügbar ist, oder zwischen Gebäuden der Platz fehlt, um einen Deich mit ausreichendem Querschnitt anzulegen.

5.2 Bauwerke an und in Deichen

Weiterhin wurden andere Probleme behandelt. Die Anlage von Bauwerken auf und in Deichen wurde erörtert und geeignete Konstruktionen vorgeschlagen, um soviel Deichsicherheit wie möglich zu gewinnen. Die Anzahl der Bauten hat auf die unvermeidlichen beschränkt zu bleiben.

Kreuzungen von Deichen mit Rohrleitungen, Telefon- und elektrischen Kabeln sind nur senkrecht zur Deichachse anzulegen, weil sie die Homogenität des Deichkörpers beeinträchtigen. Ihre Anlage in Längsrichtung fördert die Ausdehnung von Schäden über längere Bereiche.

Straßen über die Deichkrone oder durch Deiche erfordern besondere Maßnahmen, um zu verhindern, daß die Deichsicherheit geschwächt wird. Straßen auf über den Deich führende Rampen haben befestigt zu werden. Verkehrswege durch Deiche sind in Stahlbeton mit Toren aus Harthölzern oder Stahl zu bauen. Eine doppelte Sicherheit ist herzustellen, indem die Durchgänge mit zusätzlichen Verschlussvorrichtungen versehen werden.

6. Schlußbetrachtung

Die modernen Deiche werden als „bruchsicher“ wegen ihres Profiles mit flacher Außen- und Innenböschung angesehen, welche die Gefahr des Druckschlages und der Erosion durch Wellenwirkung vermindern. In außergewöhnlichen Fällen können hohe Wellen während des kurzen Zeitraumes des höchsten Tidewasserstandes gelegentlich unerwartet hoher Sturmfluten über die Deichkrone laufen. Jedoch ist die dann über die Deichkrone laufende Wassermenge unbedeutend im Vergleich zu derjenigen, die durch einen Deichbruch strömen und das Hinterland überschwemmen würde.

Alle Untersuchungen zum Entwurf und zur Konstruktion von Deichen hatten das Ergebnis, daß gegenwärtig die Deiche höher als vorher — 7,0 m bis 8,0 m über Landoberfläche — und breiter mit flacheren Böschungen als früher gebaut werden (Abb. 10). Erwartet werden kann, daß mit der Erfahrung von fast 1000 Jahren und modernen Untersuchungen die Deiche künftig stark genug sein werden, um Sturmfluten zu widerstehen.

7. Schrifttum

1. RODEWALD, M.: Zur Entstehungsgeschichte der Sturmflutwetterlagen in der Nordsee im Februar 1962. Die Küste 10 (1962), H. 2.
2. SCHULZ, H.: Verlauf der Sturmflut vom Februar 1962 im deutschen Küsten- und Tidegebiet der Nordsee. Die Küste 10 (1962), H. 1.
3. JANSSEN, T.: Die Allerheiligenflut von 1570 und ihre Spuren in Ostfriesland. Ostfriesland, Z. f. Kultur, Wirtschaft u. Verkehr 3 (1970).
4. HAARNAGEL, W.: Das Alluvium an der deutschen Nordseeküste. Ein Beitrag zur Geologie der deutschen Nordseeküste auf Grund neuerer Untersuchungen im Jade-Weser-Gebiet. Probleme der Küstenforschung 4 (1950).
5. WILDVANG, G.: Der Einbruch der Nordsee in das Mündungsgebiet der Ems. Abh. Naturw. Ver. Bremen 30 (1937), H. 1/2,
6. GRONWALD, W.: Welche Erkenntnisse zur Frage der vermuteten neuzeitlichen Nordseeküstensenkung hat die Wiederholung des Deutschen Nordseeküstennivellements gebracht? Die Küste 8 (1960).
7. DITTMER, E.: Neue Beobachtungen und kritische Bemerkungen zur Frage der Küstensenkung. Die Küste 8 (1960).
8. GAYE, J.: Die Wasserstandsänderungen in der Ostsee und in der Nordsee in den letzten hundert Jahren. Die Wasserwirtschaft, Sonderheft, 1951.
9. KRAMER, LIESE, LÜDERS: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste 10 (1962), H. 1.
10. Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein: Die Sturmflut vom 16./17. Februar an der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste 10 (1962), H. 1.
11. HENSEN, W.: Modellversuche über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet. Mitt. Franzius-Inst. Hannover 5 (1954).
12. FREISTADT, KRAMER, LORENZEN, LÜDERS, RODLOFF, TRAEGER: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste 10 (1962), H. 1.
13. BLASZYK, P.: Zur Vermeidung von Deichschäden durch Tiere und Unkräuter bei Sturmfluten. Wasser und Boden 8 (1962).
14. BOTHMANN, W.: Die Bedeutung der Landgewinnung für den Küstenschutz an der Nordsee. Landwirtschaftlicher Wasserbau, H. 6-8, 1941.
15. DITTMER, E.: Deichverstärkung und Baugrund. Die Küste 3 (1954), H. 1/2.
16. WOHLBERG, E.: Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. Die Küste 13 (1965).
17. RODLOFF, W.: Küstenschutz, Regelung der Wasserwirtschaft, Wirtschaftswegebau. Wasser und Boden 18 (1966), H. 10.

Landgewinnung und Lahnungsbau im Wattgebiet*)

Von Heie Focken Erchinger

Einleitung

An der deutschen Nordseeküste wird an zwei ausgedehnten Küstenabschnitten Landgewinnung im Wattgebiet betrieben, und zwar an der schleswig-holsteinischen Westküste und in Ostfriesland entlang der Küste und im Emsästuar bis an die Grenze mit den Niederlanden. Die

Voraussetzungen, die Arbeitsmethoden in der Landgewinnung und die Entwicklung neuer Lahnungsbauweisen an der ostfriesischen Küste werden nachfolgend beschrieben.

Abhängigkeit des Wellenaufbaus von Wassertiefe t und Vorlandbreite b

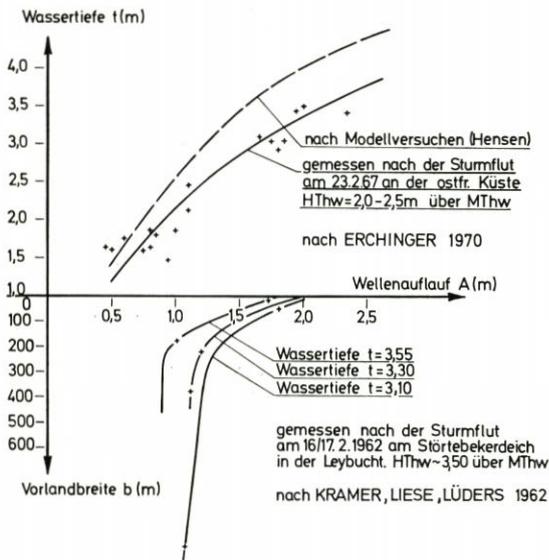


Abb. 1. Abhängigkeit des Wellenaufbaus von der Wassertiefe t und von der Vorlandbreite b

Küstenschutz durch Landgewinnung

Bis zur Mitte dieses Jahrhunderts wurde die Landgewinnung vornehmlich mit dem Ziel durchgeführt, neue fruchtbare Böden für die landwirtschaftliche Bewirtschaftung zu gewinnen. Heute ist das Ziel der Landgewinnung nur auf den Küstenschutz ausgerichtet, denn das Vorland wirkt sich in mehrfacher Hinsicht günstig auf den Deich aus:

1. Der Wellenaufbau am Deich wird verringert, da die Wellen auf dem Vorland in Form von Schwallbrechern brechen (3) und daher die Deichböschung nicht mit ungebrochener Energie erreichen. Besonders während der Sturmflut 1962, aber auch in anderen

2. Die Wellenkräfte auf der Deichböschung in Form von Strömungskräften und Druckschlägen werden wesentlich verringert.
3. Das Deichvorland verhindert im Falle eines Deichbruchs einen Grundbruch. Dadurch wird vermieden, daß die See anschließend sogar bei Mittel tidehochwasser durch die tiefe Bruchstelle in jeder Tide erneut das Land überfluten kann.
4. Ein teures Deichdeckwerk ist nicht notwendig.
5. Für die Unterhaltung des grünen Kleideiches ist es äußerst vorteilhaft, Soden und Kleiboden in der Nähe des Deiches auf dem Vorland zu finden.

*) Übersetzung des Vortrages „LAND RECLAMATION AND GROIN-BUILDING IN THE TIDAL FLATS“, veröffentl. in den Proceedings der 12th International Conference on Coastal Engineering, Washington D.C., 1970.

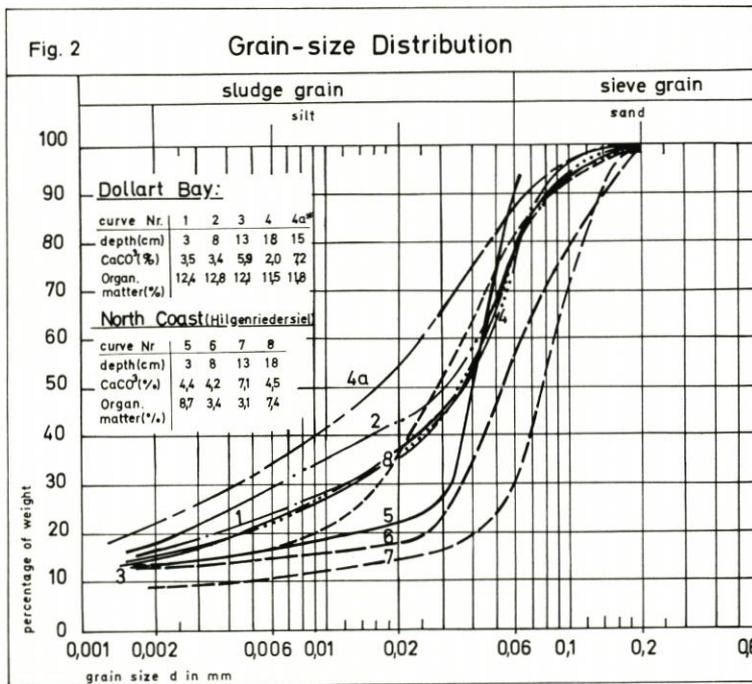
Für den Küstenschutz ist ein etwa 200 m breiter Vorlandstreifen vor den Deichen anzustreben, wie die Versuche von Prof. HENSEN, Technische Universität Hannover, ergeben haben.

Voraussetzungen und Arbeitsmethoden in der Landgewinnung

Um neues Deichvorland zu gewinnen, werden zunächst rechteckige Sedimentationsfelder mit den Abmessungen von 100 × 200 m von Lahnungen umgeben. Dadurch werden in diesen Feldern größere Strömungen und Wellenbewegungen verhindert, so daß sich Sand und Schlack absetzen können. Durch die Öffnung in der Querlahnung an der Seeseite wird das Sedimentationsfeld bei steigendem Tidewasser überflutet, und durch sie verläßt das Wasser bei Ebbe das Feld wieder. Während der Ruhezeit des Wassers um den Kenterpunkt setzen sich ein Teil der Schwebstoffe und die Sinkstoffe auf dem Boden ab.

Die an der Küste vorhandenen Sedimente bestehen aus Sand, Tonmineralien, organischer Substanz und Calcium Carbonat. Der Anteil der einzelnen Komponenten ist auf den verschiedenen Küstenstrecken sehr unterschiedlich. In der Nähe der Brackwasserzone an der Ems und im Dollart ist der Gehalt an Tonmineralien und organischer Substanz relativ hoch. An der Nordküste enthält das Sediment mehr sandiges Material. Der Korndurchmesser > 0,01 mm beträgt im Dollart 58 bis 72 % und an der Nordküste 79 bis 88 %. Die organische Substanz macht im Dollart 11,5 bis 12,8 %, bei Hilgenriedersiel zum Beispiel nur 3,1 bis 8,7 % aus (Abb. 2).

Die Intensität der Sedimentation und die Zusammensetzung des Sediments hängen u. a. auch von dem Wirken der Muscheln ab, die die feinen organischen Bestandteile und die Tonmineralien durch die Bildung kleiner Schlickklümpchen vorbereiten (5). Die Muscheln filtern



*Sample 4a from the sedimentation field; all the other samples from grass covered foreland

Abb. 2 Körnungskurve der Sedimente im Dollart und an der Nordküste

gewissermaßen ihre Nährstoffe aus dem Meerwasser und nehmen das so Gesammelte durch eine Öffnung auf. Dabei werden Sand und schlickige Bestandteile, die keinen Wert für die Muschel haben, gesammelt und mit schleimiger Substanz gebunden und bedeckt. Die größeren Bestandteile, wie Sand und gewisse organische Bestandteile werden durch die Eintrittsöffnung wieder ausgestoßen, während das feinere Material einschließlich des Schlicks zusammen mit den anderen Resten der Verdauung in Form kleiner, fest zusammengefügt Klümpchen ausgeschieden



Abb. 3. Gruppenbagger im Landgewinnungsfeld

werden. Für die Landgewinnung ist es von großer Bedeutung, daß diese Klümpchen die Ablagerung eines an Ton und organischer Substanz reichen Sediments bewirken. Die in dieser Hinsicht wichtigsten Muscheln im deutschen Wattgebiet sind die Miesmuscheln (*Mytilus edulis* L.), Herzmuscheln (*Cardium edule* L.) und Sandklaffmuscheln (*Mya arenaria* L.).

Aber noch viele mit dem Absetzen der feinen Schwebstoffe zusammenhängende Fragen sind nicht endgültig geklärt. Zum Beispiel ist RAUDKIVI von Neuseeland der Meinung, daß im Brackwassergebiet der Umfang der Sedimentation abhängig ist von einem Wechsel der elektrischen Ladung der einzelnen Teilchen, wenn sie vom Süßwasser ins Salzwasser eintreten (9).

Auf den Pflanzenwuchs und die Begrüpfung in den Landgewinnungsfeldern soll hier nur kurz eingegangen werden. Wenn das Feld eine Höhe erreicht hat, bei der der natürliche Pflanzenwuchs erwartet werden kann, etwa 30–40 cm unter MThw, werden in regelmäßigen Abständen von zehn Metern Gräben durch Spezialbagger angelegt. Abbildung 3 zeigt den hydraulisch betriebenen Gruppenbagger, der auf einem Ponton montiert ist und sich mit einem Seil über den Boden zieht. Die höheren, festeren Felder mit einem üppigen Bewuchs werden von einer Grabenfräse begrüpft. Die ersten natürlichen Pflanzen, die in einem Landgewinnungsfeld Fuß fassen, sind Queller (*Salicornia herbacea* L.) und Schlickgras (*Spartina Townsendii*). Ein üppiger Pflanzenwuchs führt zu einer größeren Beruhigung des Wassers im Feld und daher zu einer schnelleren Auflandung und einem größeren Tongehalt des Sediments. Das erste Gras, der Andel (*Puccinellia maritima* Parl.), breitet sich aus, wenn das Gelände eine Höhe von etwa MThw erreicht hat. Um die biogen bedingte Verlandung zu fördern, sind Aussaaten mit *Salicornia* (11) und Anpflanzungen mit *Spartina* (6, 10) durchgeführt worden.

Neue Lahnungsbauweisen

Obwohl die Verfahren in der Landgewinnung sich im flachen und tiefen Watt nicht unterscheiden, so ist doch die Bauweise der Lahnungen stark von der Höhenlage des Watts abhängig.

Früher wurde die landwirtschaftlich ausgerichtete Neulandgewinnung vorwiegend auf hochliegenden Wattgebieten durchgeführt. Die Hauptbaustoffe für die Lahnungen waren Busch und Boden. Die Buschlahnungen werden aus zwei Pfahlreihen mit fest dazwischengepacktem Busch gebaut und oben mit einem Draht verschnürt. Um eine dichte Lahnung zu erhalten, wird an der Leeseite eine Holztafel miteingebaut (Abb. 4). Gelegentlich wird die vordere Querlahnung durch eine Spreutlage verstärkt (Abb. 5).

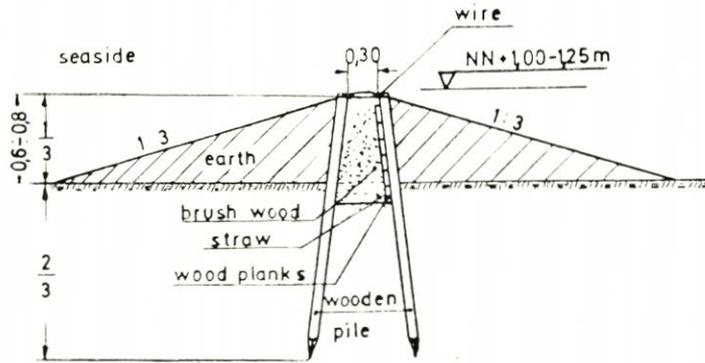
In tieferen Wattgebieten müssen die Lahnungen schwerer und aus anderen Baustoffen gebaut werden. Fünf Lahnungsbauweisen sind hierfür entwickelt worden.

a) Lahnungen bis zu 1 m Höhe

1. Ein Betonfertigteile mit einer Höhe von 50–90 cm. Jedes Teil hat eine Länge von 1 m, das Gewicht beträgt 900, 1200 oder 1800 kg (Abb. 6).

Die Teile werden an jeder Seite auf eine leichte, kurze, dichte Holzspundwand gesetzt. Die Fugen zwischen den einzelnen Fertigteilen werden mit einem Spezialfugenband aus einem geschäumten Polyäthylen gedichtet. Das Fugenband wird von einer Nut in einer Stirnseite des Fertigteils gehalten.

2. Ein Schlauch aus Kunststoffgewebe mit einem Durchmesser von etwa 1 m wird im Naßbaggerverfahren mit Sand gefüllt und erhält so die Form einer großen „Wurst“ (Abb. 7). Bei dem Kunststoffgewebe handelt es sich um ein Niederdruckpolyäthylen-Bändchen-Gewebe. In der Regel kann der einzubringende Wattboden in der Nähe der Einbaustelle entnommen



Brushwood groin

Abb. 4. Buschlahnung



Abb. 5
Buschlahnung mit
seeseitiger Spreutlage



Abb. 6
Betonfertigteile für den
Lahnungsbau

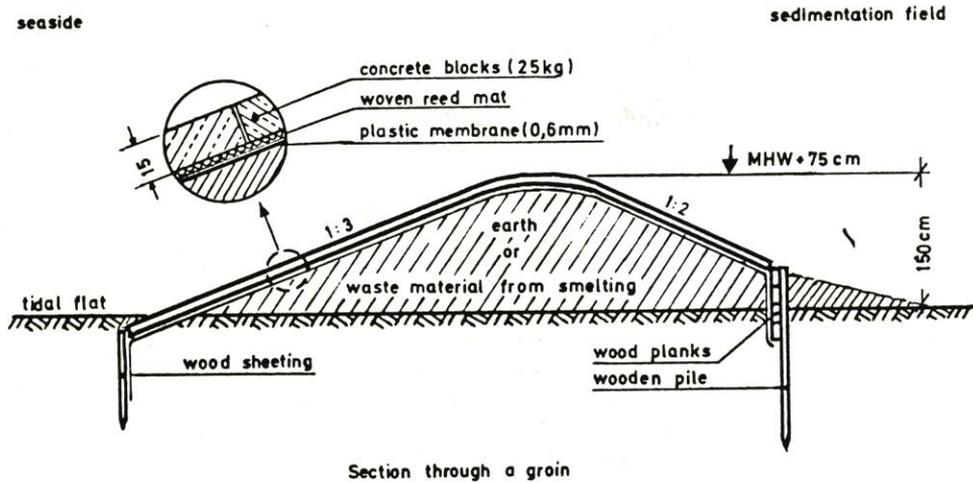
werden, so daß die Spülentfernung sehr gering ist. Dadurch sind auch die Kosten dieser Bauweise relativ gering. In den 1967 begonnenen Versuchsstrecken wurde der Schlauch zunächst zwischen zwei Pfahlreihen gehalten. Neuerdings ist es gelungen, einen runden, gut gefüllten Schlauch ohne jegliche Pfahleinfassung zu erhalten.

b) Schwere höhere Lahnungen



Abb. 7. Füllen eines Kunststoffgewebeschlaches als Lahnung

3. Eine schwere Lahnung neuer Bauweise besteht aus einem Kern aus Wattboden mit einer Kunststoff-Folie aus Polyäthylen darüber und diese wiederum abgedeckt mit einem Betonsteinpflaster mit horizontalem und vertikalem Verbund. Eine Holzspundwand und eine Holztafel an Stackpfählen fassen die Lahnung am äußeren und inneren Fuß fest und dicht ein. Eine Schilfrohrmatte schützt die Kunststoff-Folie vor Beschädigungen (Abb. 8) (1).
4. Ähnlich der unter 3. beschriebenen ist die Schüttsteinlahnung, die sich nur insofern von dieser unterscheidet, als die Oberfläche mit Schüttsteinen bepflastert und nicht mit Betonsteinen gepflastert ist. Da die Schüttstein-

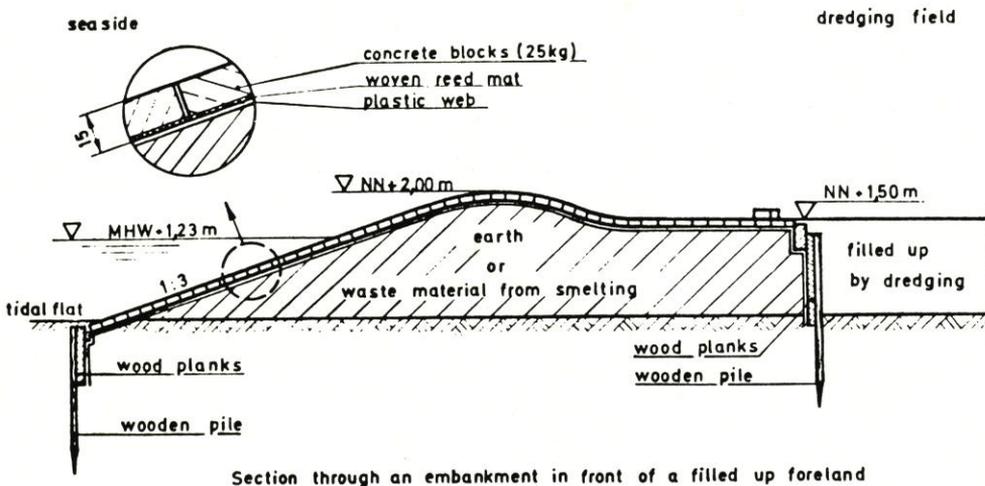


Section through a groin

Abb. 8. Schwere Lahnung mit Betonsteinabdeckung und einem Kern aus Wattboden oder Hüttenrückständen

schicht etwa 40 cm stark ist, wird für diese Bauweise wesentlich mehr Material gebraucht als für die Bauweise mit Betonsteinen, und dieses wirkt sich vor allen Dingen ungünstig im Hinblick auf den Transport aus. Denn der Transport im Wattengebiet ist schwierig und teuer.

- Die Bauweise einer schweren Lahnung mit Hinterpflasterung wird gewählt, wenn ein Deichvorland künstlich aufgespült wird und einer vorderen Sicherung bedarf. Anstelle der Kunststoff-Folie wird hierbei ein Kunststoffgewebe mit sehr dichter Webart verwendet, so daß selbst die feinsten Bodenteilchen zurückgehalten werden (Abb. 9). Das ist notwendig, um den Porenwasserdruck im Kern gering zu halten und einen Wasserdruck unter der Oberfläche zu vermeiden.



Section through an embankment in front of a filled up foreland

Abb. 9. Vorlanddeckwerk bei Aufspülung des Deichvorlandes, Kern aus Wattboden oder Hüttenrückständen. Abdeckung aus Betondeckwerksteinen mit horizontalem und vertikalem Verbund

Verschiedentlich sind für Lahnungsbauten der zuletzt beschriebenen drei Bauweisen Hüttenrückstände als Kern eingebaut worden. Dieses Material hat sich gut bewährt. Eine 50 cm starke, auf dem Watt eingebaute Schicht wird infolge der enthaltenen hydraulischen Faktoren so fest, daß hierauf Lastwagen verkehren können und die Spur als Zufahrtstraße für den Transport des Materials zur Baustelle benutzt werden kann. Die Spur dient ferner als Kern und Sicherung der zu bauenden Lahnung. So läßt sich dieser Abfallstoff günstig in der Landgewinnung und für den Küstenschutz verwenden.

1965 haben die Hüttenwerke der HOESCH AG einen Großversuch mit 100 000 t Hüttenrückständen durchgeführt, die zusammengesetzt waren aus Gießereirückständen, Formsanden, Abraumhalden sowie Schutt und Staub. Hiermit wurde ein rund 2 Hektar großes Feld vor dem Deich aufgeschüttet. Der Versuch wurde durchgeführt in der Erwartung, diese Abfallstoffe künftig für den Küstenschutz einsetzen zu können. Ferner suchte die Hüttenindustrie aus Mangel an ausreichendem Haldengelände in der Umgebung der Hütten und im dicht besiedelten Industriegebiet neue Deponien zu erschließen (4). Die Einflüsse dieser Rückstände in chemischer und biologischer Hinsicht auf das umliegende Watt sind wissenschaftlich untersucht worden. Es konnten keine negativen Auswirkungen festgestellt werden (8).

Schriften

1. ERCHINGER, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung – neue Baustoffe und Bauverfahren. *Wasser und Boden* 19 (1967), H. 10.
2. ERCHINGER, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung, Deichbau und Deicherhaltung in Ostfriesland. *Die Küste* 19 (1970).
3. FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. *Mitt. Franzius-Inst.* 28 (1966).
4. HAUKE, M.: Deichsicherung mit Verhüttungsrückständen. *Helgol. wiss. Meeresunters.* 17 (1968).
5. KAMPS, L. F.: Mud Distribution and Land Reclamation in the Eastern Wadden Shallows. *Rijkswaterst. Commun.* 4 (1962).
6. KOLUMBE, E.: Die Bedeutung der Pflanzen für die Landgewinnung an der schleswig-holsteinischen Westküste. *Die Heimat* (1932).
7. KRAMER, J., LIESE, R., LÜDERS, K.: Die Sturmflut vom 16./17. Febr. 1962 im Nieders. Küstengebiet. *Die Küste* 10 (1962), H. 1.
8. KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE: Deichsicherung durch Verhüttungsrückstände. *Die Küste* 18 (1969).
9. RAUDKIVI, A. J.: *Loose Boundary Hydraulics*. Pergamon Press, Oxford a. o. (1967).
10. WENHOLT, K.: Pflanzen im Kampf gegen das Meer. *Ostfreesland-Kalender* 1954.
11. WOHLBERG, E.: Biologische Kulturmaßnahmen mit dem Queller (*Salicornia herbacea* L.) zur Landgewinnung im Wattenmeer. *Ztschr. Westküste* I, 2 (1938).

Kurzer Abriss der Geschichte der Amerikanischen Gesellschaft für Küstenschutz

Von Peter J. Gannon*)

Die Amerikanische Gesellschaft für Küstenschutz (AMERICAN SHORE AND BEACH PRESERVATION ASSOCIATION – ASBPA –) geht ins 44. Jahr ihrer Tätigkeit. Der Ursprung und die Zwecke, aus denen heraus Vereinigungen gegründet werden, verwischen sich normalerweise im Laufe der Jahre und gehen in einzelnen Fällen ganz verloren. Der jetzige Zeitpunkt ist daher ganz geeignet, unser Gedächtnis aufzufrischen und dabei einen Überblick über die Geschichte der Amerikanischen Gesellschaft für Küstenschutz zu geben.

In dieser nur skizzenhaften Darstellung wird es nicht möglich sein, die Namen aller derjenigen zu erwähnen, die so tatkräftig beim Aufbau und später bei der Leitung dieser Organisation mitgearbeitet haben. Der so abgesteckte Rahmen bietet dem Autor eine Auffangstellung, weil er viele wichtige Personen vergessen kann und daher Gefahr läuft, sich dem Ansturm einer konzentrierten Vergeltungsaktion auszusetzen. Es empfiehlt sich, gleich hier auf diese Fleißarbeit zu verzichten und das Nennen von Namen von Vorstandsmitgliedern der Gesellschaft auf Präsidenten zu beschränken, die die Geschicke der Gesellschaft erfolgreich gelenkt haben. J. SPENCER SMITH, einer der Gründer, war von 1926 bis 1953 im Amt, Admiral a. D. LEO OTIS COLBERT von 1954 bis 1958 und Generalmajor a. D. CHARLES G. HOLLE folgte Admiral COLBERT. Die Namensliste des gegenwärtigen Vorstandes ist in jeder Ausgabe von „Shore and Beach“ abgedruckt.

In den Jahren 1925 bis 1927 wurden sich die Gründer, alles Männer von folgerichtigem Weitblick, bewußt über den wachsenden Umfang, in dem unsere Ufer und Strände durch die verbesserten Verkehrsmittel – hauptsächlich das Auto – genutzt wurden.

Sie kannten auch die anderen Seiten, die der Aufschluß eines Küstengebietes hat.

1. Der Drang der Fremdenverkehrsunternehmer, zu nah an die See zu kommen.
2. Das Zerstören der gewachsenen Sanddünen, um einen unbehinderten Blick auf die Schönheit der See zu erhalten.
3. Der Bau teurer Hotels und sonstiger Einrichtungen für den Fremdenverkehr so dicht ans Wasser wie möglich mit der Folge, daß die örtlichen Steuersätze ansteigen.
4. Die erheblichen Kosten für die Unterhaltung der gemeindlichen Anlagen, die diesen Ausbauten mit Sicherheit folgen werden.
5. Die Erosion der Küste, die mit all dem einsetzen und dann weitergehen wird.
6. Der Ruf nach öffentlichen Mitteln, um diese neue Steuerquelle zu schützen.
7. Der den tatsächlichen Erfordernissen nicht gerecht werdende Trend jener Zeit, nur verhältnismäßig kleine Strandabschnitte zu schützen.
8. Das Fehlen einer umfassenden Behörde, die bei auftretenden wissenschaftlichen, baulichen und finanziellen Einzelfragen beraten kann.
9. Das dringende Erfordernis nach einem Team interessierter Personen, die ihre Anstrengungen und Kenntnisse vereint auf das Studium dieser beunruhigenden Einzelprobleme richten und die Ergebnisse dann in Form einer grundlegenden Zusammenfassung bringen.

Mit diesem Ziel vor Augen begann sie.

Zu Beginn des Jahres 1926 stellte der Ausschuß für Küstenuntersuchungen des Nationalen Forschungsrates Erhebungen an um festzustellen, inwieweit der mit den Küsten befaßten Öffentlichkeit die Bedeutung der Strände bewußt und sie bereit war, die Erhaltung ausgebauter

*) Aus „Shore and Beach“, Oktober 1970, Nr. 2, S. 5/6, übersetzt von G.-W. KEIL.

Strandabschnitte sicherzustellen. Durch den damaligen Gouverneur von New Jersey, A. HARRY MOORE, wurden die Gouverneure aller Bundesstaaten, die an den Atlantik und den Golf von Mexiko grenzen, aufgefordert, Delegierte zu einer Konferenz zu entsenden, die am 14. und 15. Oktober 1926 in Asbury Park, N. J., abgehalten wurde. Es nahmen 85 Delegierte daran teil. Eine gründliche Diskussion der Lage hatte die Empfehlung zum Ergebnis, eine Gesellschaft zu gründen, die die verschiedenartigen Probleme von wechselseitigem Interesse gemeinsam und in gegenseitiger Abstimmung in Angriff nehmen sollte.

Um eine ständige Organisation zu haben, wurde ein Exekutivausschuß gebildet, der am 20. Oktober 1926 in Norfolk, Virginia, zusammentrat. Diese Gruppe arbeitete eine Satzung und Statuten aus, die bei einer Zusammenkunft im Hause des Nationalen Forschungsrates in Washington, D. C., gegen Ende desselben Jahres angenommen wurden. Sieben Jahre später, im Jahre 1933, wurde die Amerikanische Gesellschaft für Küstenschutz (AMERICAN SHORE AND BEACH PRESERVATION ASSOCIATION – ASBPA –) als eine nicht auf wirtschaftlichen Gewinn ausgerichtete Körperschaft nach den Gesetzen des Staates New Jersey anerkannt.

Während der frühen Jahre der Gesellschaft wurde es immer klarer, daß es dringend notwendig war, die grenzenlose Mannigfaltigkeit der Zustände, die nach einer gemeinsamen Abhilfe verlangten, genauer zu untersuchen. Millionen von Dollar waren in den Bau von Molen, Uferschutzmauern und Wellenbrechern investiert worden, die zusammenbrachen, ferner in Baggerungen und Aufspülungen, die sich als erfolglos herausstellten. Diese Fehlschläge traten auf, weil es keinen Gesamtplan für den Küstenschutz gab. Die örtlichen Stellen arbeiteten für sich allein und vergaßen die Auswirkung, die ihr stückweises Bauen auf die Anlieger hatte. Verheerende Ergebnisse waren die Folge davon.

Es war offenbar, daß eine zentrale Behörde mit großen Vollmachten eingesetzt werden mußte. In dieser Behörde sollten bestens ausgebildete Wissenschaftler und Ingenieure tätig sein, und sie sollte eine Bundesbehörde sein. Das U.S. Army Corps of Engineers erfüllte alle Bedingungen, nur war sein Tätigkeitsbereich durch Gesetz begrenzt, so daß eine gesetzliche Aufgabenerweiterung erreicht werden mußte. Dies war das ursprünglich von der Gesellschaft angestrebte Ziel und ihre Mitglieder hatten Erfolg damit, indem sie im Laufe der Jahre gesetzliche Regelungen in folgender Reihenfolge durchbrachten:

1. Im Jahre 1930 wurde das CORPS OF ENGINEERS ermächtigt, mit den Behörden der Bundesstaaten bei der Untersuchung von speziellen Küstenerosionsproblemen zusammenzuarbeiten und einen Beirat, bestehend aus 7 Mitgliedern, zu gründen, der diese Untersuchungsberichte zu begutachten hatte. Dieses Gremium bekam den Namen BEACH EROSION BOARD.
2. In der Erkenntnis, daß Arbeiten an Flußmündungen und „Inlets“ zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse von weiträumigem Einfluß sein können, verlangte der Kongreß 1935, daß in Vorlagen über solche Projekte auch die wahrscheinlichen Auswirkungen dieser Arbeiten auf das angrenzende Küstengebiet behandelt werden sollen, und zwar bis zu einer Entfernung von nicht weniger als 10 Meilen nach beiden Seiten hin gemessen von der Mündung.
3. Im Jahre 1936 unterstützte die Gesellschaft eine Gesetzesvorlage, die U.S. BEACH IMPROVEMENT AND PROTECTION ACT, die vom Kongreß angenommen und vom Präsidenten am 26. Juni 1936 bestätigt wurde. In diesem Gesetz wurden die Richtlinien für Bundesunterstützung festgelegt, die dort, wo es das Bundesinteresse notwendig macht, für die Förderung der Erholung der Bevölkerung gegeben werden kann. Die Untersuchung der Projekte wurde dem BEACH EROSION BOARD, der dem CORPS OF ENGINEERS untersteht, übertragen. Der BEACH EROSION BOARD wurde ferner beauftragt, Empfehlungen zu geben, welcher Kostenanteil von der Bundesregierung zu übernehmen ist.
4. Während dieser Zeit trug die Gesellschaft auch dazu bei, daß der Kongreß die Arbeiten für

den Küstenschutz zu den Projekten zählte, die von der „Verwaltung für öffentliche Arbeiten“ gefördert werden konnten.

5. Das Gesetz Nr. 166, 79. Kongreß, bestätigt am 31. Juli 1945, erteilt die Ermächtigung zu „allgemeinen Untersuchungen“ über die Erosion der Küsten der Vereinigten Staaten und gestattet es, die Ergebnisse dieser auf Bundeskosten durchgeführten Untersuchungen bei der Zusammenarbeit mit örtlichen Behörden zu verwenden.
6. Das Gesetz Nr. 727, 79. Kongreß, bestätigt am 13. August 1946, ermächtigt die Bundesregierung zu einer finanziellen Beteiligung bis zur Höhe von maximal einem Drittel an den zum Schutze von Eigentum, „das im Besitz eines Bundesstaates, einer Gemeinde oder einer anderen Gebietskörperschaft steht“, aufzuwendenden Mitteln.
7. Im Jahre 1955 erließ der Kongreß das Gesetz Nr. 71, 84. Kongreß, mit dem das CORPS OF ENGINEERS beauftragt wurde, die Atlantikküste und die Golfküste der Vereinigten Staaten im Hinblick darauf zu untersuchen, welche Maßnahmen ergriffen werden könnten, um die Hurrikanschäden zu verringern.
8. Im Jahre 1956 wurde mit dem Gesetz Nr. 826, 84. Kongreß, die Bundesunterstützung auch auf den Schutz privater Küstenstreifen ausgedehnt, wenn sich aus der Maßnahme ein Vorteil für die öffentliche Nutzung oder den Schutz nahen öffentlichen Eigentums ergibt. Die Höhe der Bundesbeteiligung soll dem Ausmaß dieses Vorteils angepaßt werden.
9. Im Jahre 1962 wurde mit dem Gesetz Nr. 874, 87. Kongreß, das Gesetz Nr. 727, 79. Kongreß, großzügig erweitert. Die gesetzlich festgesetzte Bundesunterstützung wurde für im öffentlichen Eigentum stehende Küstenstreifen von $\frac{1}{3}$ auf $\frac{1}{2}$ angehoben und für privates Eigentum auf $\frac{1}{2}$, angepaßt an die Größe des Vorteils wie zuvor. Für Parks und Naturschutzgebiete, die bestimmte Anforderungen erfüllen, wurden 70 % festgesetzt. Ähnliche Bundesunterstützung wurde auch für periodische Strandaufspülungen genehmigt, die als wesentlicher Bestandteil der Baumaßnahme angesehen werden. Außerdem wurde mit dem Gesetz die Untersuchung von Küstenproblemen ganz auf Bundeskosten genehmigt, was hiervor mehr in Zusammenarbeit mit und unter Kostenbeteiligung anderer Behörden geschehen sollte.
10. Im Jahre 1963 wurde der BEACH EROSION BOARD durch den Kongreß abgeschafft. Seine Forschungsaufgaben wurden dem neu geschaffenen COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER zugewiesen. Seine Funktion als Prüfinstanz für die Untersuchungsberichte über Erosionsprobleme an speziellen Küstenabschnitten wurde dem BOARD OF ENGINEERS FOR RIVERS AND HARBOURS übertragen, der schon lange die Entwürfe für Maßnahmen, die der Verbesserung der Schifffahrt, dem Hochwasserschutz und dem Hurrikanschutz dienen, prüfte.
11. In weiterer Erkenntnis der schädlichen Wirkung bestimmter Ausbaumaßnahmen für die Schifffahrt auf die anliegenden Küstenabschnitte ermächtigte der Kongreß 1968 den Heeresminister, durch den CHIEF OF ENGINEERS (Chef des CORPS OF ENGINEERS der US-Armee) Projekte ausarbeiten und ausführen zu lassen, die Schäden an der Küste als Folge von Ausbaurbeiten des Bundes für die Schifffahrt verhindern oder verringern sollen. Die Kosten für die Einrichtung, den Betrieb und die Unterhaltung solcher Anlagen sind vollständig von der Bundesregierung zu tragen.

Es bedurfte somit eines langwierigen und bedächtigen Bemühens während 20 Jahren (1926–1946) und vielleicht der Zähigkeit eines Mannes – JO SPENCER SMITH –, um den Anstoß zu geben zu einer verhältnismäßig neuen Wissenschaft – dem Küstenschutz – und zur Unterstützung des Baues von Küstenschutzmaßnahmen durch die Bundesregierung.

Es war einer der dramatischsten Augenblicke in der Geschichte der Gesellschaft, als das folgende Telegramm auf einer Jahrestagung in Cedar Point, Ohio, am 13. August 1946 einging:

*„Beach Erosion Bill“ um 16.30 Uhr von Präsident Truman
unterzeichnet. Mansfield“*

Dies war das Gesetz, durch das die Bundesregierung zur finanziellen Drittelbeteiligung ermächtigt wurde.

Ein interessanter Nebeneffekt der ursprünglichen Zielsetzung der Gesellschaft, eine Bundesbehörde zu schaffen, war die beispielhafte Arbeit, die der BEACH EROSION BOARD während des zweiten Weltkrieges leistete. Die Kenntnisse, die dieses Gremium über Strände besaß, qualifizierte seine Mitarbeiter bestens, die für militärische Landungsoperationen geeignetsten Strandabschnitte auszuwählen. Zwei Mitarbeiter wurden für ihren Anteil an dieser Arbeit namentlich im Tagesbefehl genannt.

Ebenso erwähnenswert ist die Liste von 151 Untersuchungen über Erosionsprobleme, die der BEACH EROSION BOARD von seinen bescheidenen Anfängen an bis zur Auflösung 1963 zum Abschluß brachte.

Während der ganzen Zeit ihres Bestehens hat die Gesellschaft viele Tagungen in verschiedenen Teilen der USA und Kanadas abgehalten, um die Kenntnisse und den Rat von Männern, die sich mit den Problemen des Küstenschutzes in Untersuchungen beschäftigt haben, an Angehörige von Verwaltungen und an andere interessierte Personen weiterzugeben. Diese Tagungen, bei denen sich immer ein Gedankenaustausch ergibt, sind eine der fruchtbarsten Aktivitäten der Gesellschaft.

Während das Vorhergehende ein Rückblick ist, regt ein Blick in die Zukunft zu dem Gedanken an, daß noch eine Menge Arbeit ansteht, um nach den Grundsätzen der „Amerikanischen Gesellschaft für Küstenschutz“ weiterzumachen.

Die Exkursion „Post Conference Tour“

Von Heie Focken Erchinger und Günter Luck

Nach Abschluß der 12th International Conference on Coastal Engineering in Washington sollten drei Exkursionen stattfinden. Wegen zu geringer Teilnahme konnte jedoch lediglich die Tour B (Abb. 1) eingeplant werden, die an der Küste des Staates New Jersey entlang verlief.

Die Exkursion begann am Freitag, dem 18. September 1970, um 16.00 Uhr in Washington, D. C., und führte die etwa 40 Teilnehmer am ersten Tag über den Baltimore-Washington Parkway und die Delaware und Pennsylvania Highways 52 nach Longwood Gardens in der Nähe von Wilmington/PA. Wilmington (400 000 E) – zwischen Baltimore und Philadelphia gelegen – wurde oft als „die erste Stadt im ersten Staat“ beschrieben und ist Sitz vieler Hauptverwaltungen großer amerikanischer Unternehmen (z. B. Du Pont).

Nach der Übernachtung im Longwood Inn Motel wurden am Sonnabend zunächst die Longwood Gardens besucht. Dieser botanische Garten mit weitläufigen Parkanlagen, Wasserspielen, Zier- und Nutzpflanzenbeeten sowie großen Gewächshäusern für Kakteen, Sukkulenten, Orchideen usw. wurde 1906 durch Pierre S. Du Pont angelegt und nach seinem Tode durch die Longwood Foundation übernommen, welche sein Werk fortsetzte.

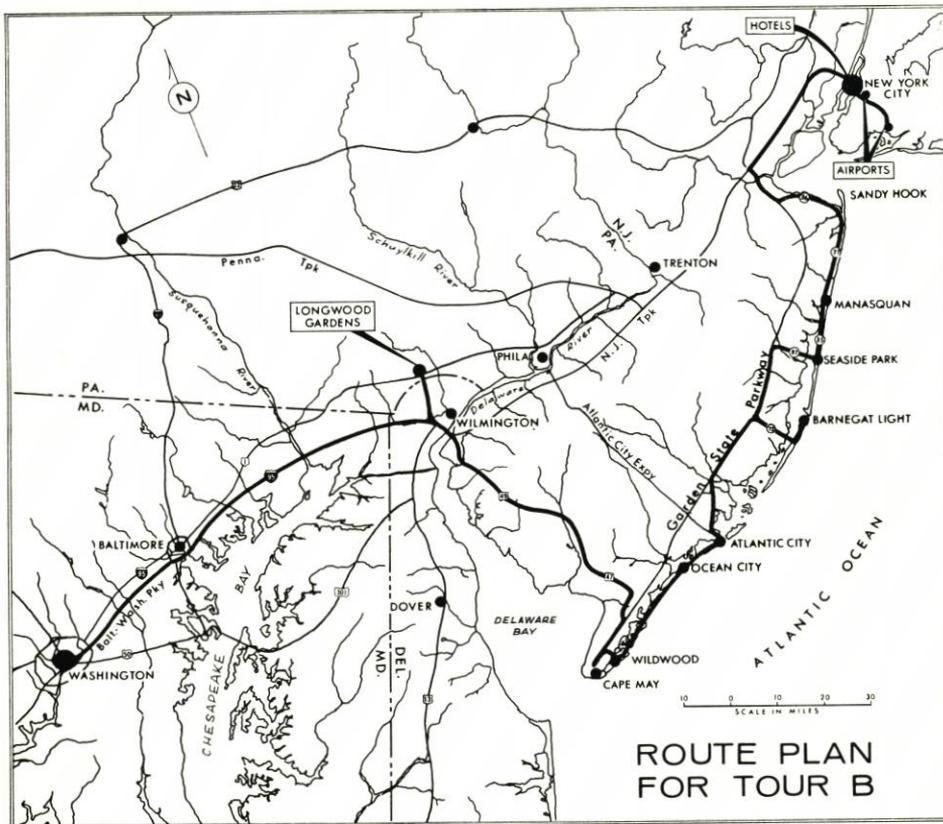


Plate 1

Abb. 1. Exkursionsplan

Am frühen Mittag ging die Fahrt weiter und führte über die Delaware Memorial Bridge (Spannweite rd. 650 m) und entlang des Delaware Aestuars nach Cape May.

Zwischen Cape May im Süden (Delaware) und Sandy Hook im Norden (Hudson) erstreckt sich die Küste des Staates New Jersey, die als Exkursionsziel gewählt worden war. Diese Küste besteht zum größten Teil aus einer Kette eher strandwallartig ausgebildeter Inseln, die vom Festland durch seichte Lagunen und untereinander durch Seegate („inlets“) getrennt sind (Abb. 2). Diese in der Nähe Philadelphias und New Yorks gelegene 200 km lange Inselkette mit ihren weitläufigen Stränden wurde schon im vergangenen Jahrhundert für den Fremden-



Abb. 2
Blick über das Barnegat
Inlet vom Strand am
Barnegat Lighthouse

verkehr erschlossen. Es entstanden hier die bekannten Badeorte Atlantic City, Ocean City, Cape May und andere berühmte Zentren des amerikanischen Fremdenverkehrs. Long Branch – im Norden und direkt bei New York gelegen – wurde zur Sommerresidenz der Präsidenten Grant, Hayes, Garfield und Wilson.

Bei der Erschließung der Inselkette für den Fremdenverkehr wurde wenig Rücksicht auf die natürliche Entwicklung dieses Gebietes genommen. Es entstanden Hotels mit bis zu 10 Stockwerken, und die ohnehin schwachen Dünen wurden zum Teil eingeebnet, um den Gästen eine bessere Aussicht zu verschaffen. Dies alles geschah trotz der Warnungen der Fachleute, die schon damals auf die im morphologischen Großgeschehen liegenden Gefahren für eine allzu starke Bebauung der Inseln hinwiesen.

Die Entwicklung der Strandverhältnisse in den vergangenen Jahren bestätigte diese Warnungen. Die Strände unterliegen einem allgemeinen Schrumpfungsprozeß, die Strandpromenaden wurden mehrfach überflutet, schon zweimal versank die Küstenstraße von Long Branch im Meer. Wiederholt wurde die Küste New Jerseys nach Stürmen zum Katastrophengebiet erklärt. Die einstmaligen weiten Strände und Dünenzüge sind geschrumpft und heute durch Buhnen, Wellenbrecher, Deckwerke und andere Schutzbauten gesichert.

Diese gesamte Entwicklung ist auf mehrere Ursachen zurückzuführen:

1. Die Bebauung der Inseln ließ keine oder nur wenige Möglichkeiten offen, dem örtlichen, natürlichen Geschehen Raum zu geben. Sichernde Eingriffe in die morphologischen Vorgänge wurden daher zwingend notwendig. Jedoch konnten örtliche Erfolge oft nur mit einer Verlagerung der Probleme erkaufte werden, die weitere Bauwerke erforderlich werden ließen.
2. Von weit größerer Bedeutung scheint jedoch die Entwicklung des Sandnachschubs für die

Strände zu sein. Durch die Korrektur der Ströme und die Kultivierung des Landes mit Unterbindung der Flächenerosionen in ihren Einzugsgebieten werden den Küstenparallelströmungen weniger Sedimente zugeführt. Dementsprechend werden die Strände nicht mehr genügend und in dem ursprünglichen Ausmaß mit Sanden versorgt. Hierauf werden nicht nur die ungünstigen Verhältnisse an den Küsten New Jerseys, sondern auch diejenigen auf Long Island und in anderen Küstengebieten zurückgeführt.

Während der Fahrt von Cape May nach Sandy Hook (Übernachtung in Atlantic City) wurden diese Probleme eingehend erörtert und der Erfolg der örtlich bereits ausgeführten oder die Aussichten erwogener Vorhaben ausführlich diskutiert.

Entlang der gesamten Küste von New Jersey wird ein küstenparalleler Sandtransport beobachtet, der im nördlichen Drittel nach Norden und auf der längeren südlichen Strecke nach Süden gerichtet ist. Erosion und Sedimentation führen zu einer stetigen, wenn auch stark unterschiedlichen Veränderung der Strände. Insgesamt gesehen ist auf der 200 km langen Strecke ein jährlicher Sandverlust im Strandbereich von etwa 2 Mio. m³ ermittelt worden. Durch Buhnenbauten hat man versucht, den Verlust zu verringern. Durch Aufspülungen ist er stellenweise ausgeglichen worden. Bereits 1847 wurde in Cape May die erste Buhne gebaut.

Der mittlere Tidehub liegt an dieser Küstenstrecke zwischen 1,2 und 1,5 m. In dem 37-jährigen Zeitraum von 1933 bis 1970 sind hier 12 Hurrikans und 4 schwere Oststürme, die sog. „Extra tropicals“ beobachtet worden. Eine der schwersten war die Sturmflut vom März 1962. Der Sturmflutwasserstand stieg auf 1,5 bis 2,0 m über Mitteltidehochwasser an. Die Zerstörungen und Verwüstungen waren erschreckend. Einige „inlets“ verlagerten sich bzw. versandeten; andere wurden tief eingerissen. Die schwache Dünenkette wurde vielfach durchbrochen, und das durch die Lücke strömende Wasser riß die leichten Holzhäuser mit und zerstörte ganze Straßenzellen. Strand und Dünen erlitten erhebliche Abbrüche. Die Zerstörungen in diesem Küstenabschnitt sind auf rd. 123 Mio. Dollar geschätzt worden. Erschwerend hat sich hier ausgewirkt, daß die sehr dichte Besiedlung bis an die schmale, schwache Randdüne oder, wo diese fehlte, bis unmittelbar an den Strand reichte und vielfach nur durch ein leichtes Schutzwerk wie beispielsweise eine Holzspundwand geschützt wurde. Die staatlichen Stellen haben keine Handhabe, einen Schutzstreifen an der Küste freizuhalten, ja, auf weiten Strecken ist sogar der Strand in Privathand, im Eigentum von Hotels, Clubs oder dergleichen.

Im Sommer 1962 wurden die Strände und Randdünen mit großem Aufwand durch 20 Spülbagger mit bis zu 70 cm Spülrohrdurchmesser wieder aufgespült. Gleichzeitig wurde mit einer großzügigen Planung zum Ausbau der Küstenschutzwerke begonnen. Durch ein Bühnensystem soll der Sandverlust verringert werden. Es ist beabsichtigt, die Siedlungen durch schwere Längswerke, z. B. schwere vermörtelte Steinpackdämme zu schützen. Durch Sandfangzäune und Dünenbaumaßnahmen soll die Randdüne erhöht und verstärkt werden.

Außerdem sollen die meisten „inlets“ saniert werden. Einige sind bereits durch Leitdämme eingefaßt, andere sind ohne jede Sicherung besonders starken Verlagerungen unterworfen. Die „inlets“ sollen nach einem einheitlichen Prinzip saniert werden, das hier am Beispiel des Cape May Inlets erläutert wird.

An den „inlets“ wird der küstenparallele Sandtransport durch die vertikal zu ihr gerichtete Strömung gestört. Es kommt zu Barren- und Riffbildungen, Verlagerungen der „inlets“ und Sandvertriftungen in Richtung Lagune und Ozean. Nach dem Bau von Leitdämmen haben sich die Probleme z. T. nur örtlich verlagert. In Lee tritt dann außerdem eine besonders starke Erosion als Folge der unterbrochenen Sandzufuhr auf. Das Cape May Inlet (Abb. 3) ist von zwei etwa 1400 m langen Leitdämmen eingefaßt. Geplant ist ein 900 m langer Wellenbrecher nordöstlich des „inlets“. Seine Krone fällt von etwa 1,25 m über MThw an der Randdüne auf den ersten 100 m auf 0,60 m unter MThw ab. Von dort an verläuft sie horizontal. Auf dieser

Strecke ist der Wellenbrecher als Überlauf gestaltet und bildet gleichzeitig die Begrenzung des Baggerentnahmefeldes, das von dem alten Leitdamm und dem neuen Wellenbrecher eingeschlossen wird. Dieses Auffang- und Entnahmebecken wird bis auf etwa 10 m unter MThw ausgebaggert und soll den von Nordost kommenden Sand auffangen. In regelmäßigen Abständen kann der Sand dann von einem Saugbagger aus diesem Becken entnommen und durch einen Düker unter dem „inlet“ auf die Leeseite gepumpt werden, so daß der natürliche Sandstrom auf künstlichem Wege wieder hergestellt wird. Erfahrungen mit diesem System liegen noch nicht vor.

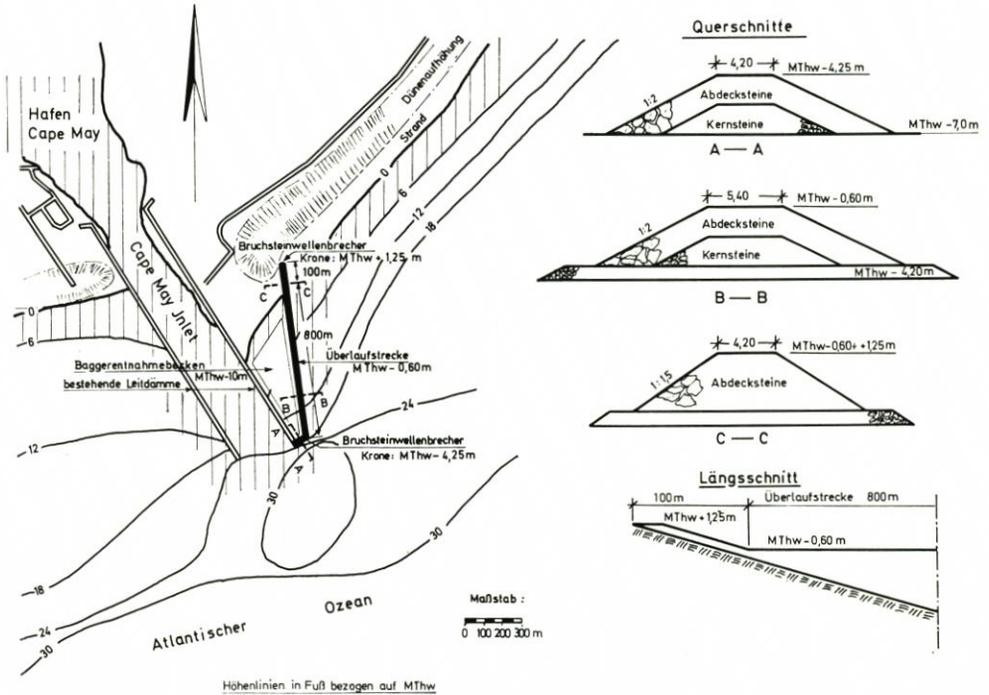


Abb. 3. Sanierung des Cape May Inlets

Wegen der besonderen Bedeutung der „inlets“ für die örtlichen morphologischen Vorgänge und Strandentwicklungen wurden diese während der Fahrt besonders herausgestellt.

Am Sonntagabend endete die Exkursion in New York. Sie brachte nicht nur eine fachliche Bereicherung, sondern ließ darüber hinaus auch die vielen menschlichen Begegnungen zu einem beeindruckenden Erlebnis werden.