

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE



3950-A-2012-00000093

Die Küste

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

**HERAUSGEBER:
DER KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE**

Heft 24 - 1973

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

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

CAROW, Uwe, Oberregierungsbaurat, 23 Kiel, Saarbrückenstr. 38; GIESE, Egon, Ing. (grad.), 2 Hamburg-Rissen, Wedeler Landstr. 153; GÖHREN, Harald, Dr.-Ing., Oberbaurat, 219 Cuxhaven, Lentzkai; KRAMER, Johann, Ltd. Baudirektor, 296 Aurich, Mühlenweg 11; KRAUSE, Gunther, Dozent Dr. rer. nat., 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 20; LUCK, Günter, Dipl.-Ing., 2982 Norderney, An der Mühle 5; MARCHE, Claude, Montreal 250, PQ Kanada; PARTENSCKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing., Dr. phys., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; PASENAU, Horst, Dr. rer. nat., 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 20; RAMMING, Hans Gerhard, Dr. rer. nat., 2 Hamburg 13, Heimhuder Str. 71; SIEFFERT, Winfried, Dr.-Ing., 219 Cuxhaven, Lentzkai; SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr. rer. nat., 3 Hannover, Welfengarten 1; SNUIS, Heinrich, Ltd. Ministerialrat, 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 104-108; ULRICH, Johannes, Dr. rer. nat., Kustos, 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 20; VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing., Regiebaudirektor, 2 Hamburg-Rissen, Wedeler Landstr. 157.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich.
Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers: Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Vorsitzender Dr.-Ing. LAUCHT, Erster Baudirektor; Geschäftsführer Regiebaudirektor J. SINDERN, 23 Kiel 1, Feldstr. 251/253, gestattet.
Schriftleiter: Dr. habil. E. WOHLBERG, 225 Husum, Nissenhaus.

Inhaltsverzeichnis

Würdigung Dr. habil. E. WOHLBERG – 70 Jahre	1
Veröffentlichungen von Dr. habil. E. WOHLBERG	3

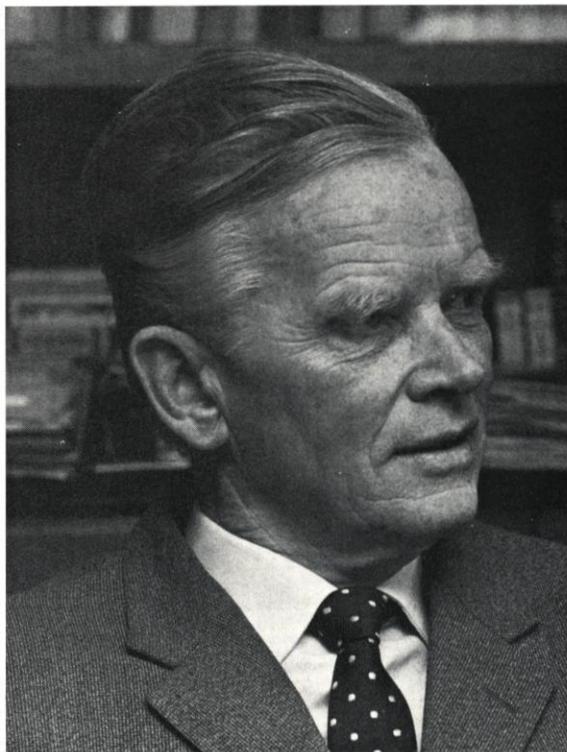
Coastal Engineering Conference 1972 in Vancouver

1. PARTENSKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing., Dr. phys. Gesamtbericht	6
2. GÖHREN, Harald, Dr.-Ing., Oberbaurat Ein automatisches Schwebstoff-Dauermeßgerät für den Einsatz im Watten- meer und in Brandungszonen	8
3. LUCK, Günter, Dipl.-Ing. Untersuchungen im Ästuar der Weser im Zusammenhang mit industriellen Abwassereinleitungen	20
4. SIEFERT, Winfried, Dr.-Ing. Topographische Parameter zur Bestimmung des küstennahen Seegangs	28
5. KRAUSE, Gunther, Dr. rer. nat., Dozent Messung von Stromprofilen in Flachwasserwellen	39
6. RAMMING, Hans-Gerhard, Dr. rer. nat. Reproduktion physikalischer Prozesse in Küstengebieten	46
7. GIESE, Egon, Ing. (grad.) VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing., Regierungsbaudirektor Das Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle	60
8. SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr. rer. nat. VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing., Regierungsbaudirektor Gezeitenbedingte Zirkulationssysteme in Meeresbuchten und Flußmündungen	72
9. PARTENSKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing., Dr. phys. MARCHE, Claude Verformung von Tidewellen im Flachwasserbereich	83
10. CAROW, Uwe, Oberregierungsbaurat Probleme der Verunreinigung von Küstengewässern und Stränden durch Öl (Kurzbericht)	93
11. KRAMER, Johann, Ltd. Baudirektor Stranderhaltung durch künstliche Sandzufuhr an der deutschen Nordseeküste (Kurzbericht)	94
ULRICH, Johannes, Dr. rer. nat., Kustos PASENAU, Horst, Dr. rer. nat. Morphologische Untersuchungen zum Problem der tidebedingten Sandbewe- gung im Lister Tief	95

Dr. rer. nat. habil. Erich Wohlenberg zum 70. Geburtstag

Am 12. März 1973 beging Dr. rer. nat. habil. ERICH WOHLBERG in Husum seinen 70. Geburtstag. Über vier Jahrzehnte hat er seine Arbeitskraft der Küstenforschung gewidmet.

In Tönning (Nordfriesland) geboren und deshalb schon seit seiner Jugend mit den Problemen der Küste eng vertraut, studierte Dr. WOHLBERG an der Universität Hamburg Biologie, Geographie, Geologie, Meereskunde und Chemie.



In seiner Studienzeit begann Dr. WOHLBERG als einer der ersten eingehende biologisch-ökologische Untersuchungen an der deutschen Nordseeküste und im Watt durchzuführen. Bis dahin gab es nur die Untersuchungen von Hagmeier und Kändler über die Austernbänke im nordfriesischen Wattenmeer, die sich mit den Lebensgemeinschaften der nicht-trockenfallenden Priele und Wattströme befaßten, sowie erste Arbeiten des Instituts „Senckenberg am Meer“ in Wilhelmshaven. In der Doktorarbeit über die Grüne Insel, die 1931 veröffentlicht wurde, sammelte und verwertete er bis dahin unbekannte Beobachtungen über die Rolle von Queller und Andel im Verlandungsgebiet. Nachdem er 1932 zusätzlich das 1. Staatsexamen abgelegt hatte, setzte er als Assistent der Biologischen Anstalt Helgoland im Königshafen (Sylt) seine Untersuchungen fort.

Ihm wurden Aufgaben der Planktonforschung der Hochsee und der Erforschung des Wattenmeeres übertragen. In dieser Zeit entstand eine grundlegende Arbeit über die Biologie der Tierwelt des Wattenmeeres. Neben den zoologischen, sedimentkundlichen und hydrologischen Problemen galt sein besonderes Interesse der Ökologie der Salzpflanzen an der nordfriesischen Küste.

Auf Grund dieser ergebnisreichen Arbeiten und seiner Denkschrift über die „Förderung der Landgewinnung durch biologische Maßnahmen“ wurde ihm 1934 der Aufbau der wissenschaftlichen Abteilung der neu gegründeten Forschungsstelle Westküste in Büsum übertragen. Diese Abteilung wurde 1938 nach Husum verlegt und der dortigen Forschungsabteilung im Marschenbauamt eingegliedert.

Hier stellte er im Rahmen des 10-Jahres-Programmes der angewandten Forschung für Landgewinnung und Küstenschutz das biologische Arbeitsprogramm auf. Er veranlaßte biologische Bestandsaufnahmen und Untersuchungen über die Zusammenhänge zwischen den im Wasser des Wattenmeeres bewegten Sinkstoffen, der Sedimentart und dem Tierbestand, zugleich im Hinblick auf die Auswirkungen von Dammbauten und auf die landwirtschaftlichen Nutzungsmöglichkeiten im Wattengebiet. Er befaßte sich vor allem mit der Methodik des praktischen Einsatzes des Quellers und des Andelgrases in den potentiellen Landgewinnungsgebieten. Für die Schwebstoffmessungen konstruierte Dr. Wohlenberg den „horizontalen Wassers schöpfer“.

1939 hat sich Dr. WOHLBERG an der philosophischen Fakultät der Universität Kiel am Institut für Meereskunde für das Gebiet der Watten- und Marschenkunde habilitiert.

Durch seine Tätigkeit bei der Forschungsstelle Westküste, die er vom Beginn des Krieges bis zu seinem Ausscheiden aus dem Landesdienst im Jahre 1968 leitete, hat er maßgeblich die Vorlandsicherungsarbeiten an der Westküste in Schleswig-Holstein beeinflusst. Mit wissenschaftlich fundierten Untersuchungen trug er wesentlich dazu bei, die Voraussetzungen für die großen Eindeichungsprojekte an der Nordseeküste zu schaffen. Während seiner wissenschaftlichen Tätigkeit hat er auf dem Gebiet der Deichpflege und Bodenkunde in alten und jungen Kögen eine Reihe neuer Erkenntnisse erarbeitet, die auch im Ausland Beachtung gefunden haben (vgl. die nachgefügte Bibliographie). 1963 wurde er von der Landesuniversität Kiel „in dankbarer Würdigung und Anerkennung der großen Verdienste für die Landgewinnungs- und Wattforschungsarbeiten an der Westküste“ mit der Universitätsmedaille ausgezeichnet.

Neben seiner Haupttätigkeit an der Forschungsstelle Westküste ist Dr. WOHLBERG seit 1947 bis heute mit unverminderter Schaffensfreude als Direktor des Nissenhauses (Nordfriesisches Museum) in Husum tätig. Dabei und als Präsident des Kuratoriums der NISSEN-STIFTUNG hat er sich große Verdienste erworben. Er hat entscheidend dazu beigetragen, daß das Wissen um die nordfriesische Landschaft durch ständige Ausstellungen, Sonderausstellungen und ganz besonders durch die aufschlußreichen Darstellungen der Sturmflut 1962 wie auch durch die 1972 eröffnete neue Abteilung „Moderner Deichbau“ wirkungsvoll in weite Bevölkerungskreise getragen wird.

Dr. WOHLBERG hat im Nissenhaus viele Fachtagungen auf dem Gebiet der Bodenkultur, der Geologie, Biologie und der Volkskunde veranstaltet und es bei diesen Gelegenheiten stets verstanden, die Teilnehmer mit der Problematik der Küstenlandschaft an der Nordsee vertraut zu machen.

Sein großes Interesse gilt der Erhaltung alten friesischen Kulturguts; er ist Leiter des Freilichtmuseums „Ostenfelder Bauernhaus“ in Husum und Vertrauensmann für Kulturdenkmale im Bereich Husum und Eiderstedt einschließlich Wattenmeer. Darüber hinaus gehört er dem Wissenschaftlichen Beirat des Schleswig-Holsteinischen Freilichtmuseums an und ist im Präsidium der Theodor-Storm-Gesellschaft.

Daß Dr. WOHLBERG neben seinen vielfältigen Arbeiten und Aufgaben auch noch seit 1938 als Schriftleiter und technisch wissenschaftlicher Berater unserer „KÜSTE“ tätig ist, weiß der Küstenausschuß Nord- und Ostsee als Herausgeber besonders zu schätzen und dankt ihm. Er hat in den verflossenen 35 Jahren 250 Fachaufsätze, biographische Würdigungen und Nachrufe redaktionell so gestaltet, daß sich diese Schriftenreihe im In- und Ausland einen guten Platz sichern konnte.

Der KÜSTENAUSSCHUSS wünscht, daß ihm Gesundheit und Tatkraft zum Wohle der Küstenforschung erhalten bleiben möge.

HEINRICH SNUIS

Veröffentlichungen von Dr. habil. E. Wohlenberg

- 1931 Die grüne Insel in der Eidermündung. – Eine entwicklungsphysiologische Untersuchung (Diss.). In: Arch. Dt. Seewarte 50. Band, Nr. 2 – 1931.
- 1932 Ruinen im Wattenmeer. In: Natur und Museum, 62, H. 1 – 1932.
- 1933 Über die tatsächliche Leistung von *Salicornia herbacea* L. im Haushalt der Watten
In: Wiss. Meeresuntersuchg. Abt. Helgoland, XIX, 3 – 1933.
Das Andelpolster und die Entstehung einer charakteristischen Abrasionsform im Wattenmeer. Ebenda, XIX, 4 – 1933.
- 1934 Biologische Landgewinnungsarbeiten im Wattenmeer. In: Der Biologe, III, 7 – 1934.
- 1935 Beobachtungen über das Seegras, *Zostera marina* L., und seine Erkrankung im nordfriesischen Wattenmeer. In: Nordelbingen, XI – 1935.
- 1936 Biologische Forschung und Praxis an der Westküste. In: Jb. Nordfriesland 23 – 1936.
- 1937 Herzmuschel und Sandwurm im Wattenmeer und ihre wirtschaftliche Bedeutung. In: Z. Dithmarschen – 1937.
Die Wattenmeer-Lebensgemeinschaften im Königshafen von Sylt. In: Helg. Wiss. Meeresuntersuchg. I, 1 – 1937.
- 1938 Biologische Kulturmaßnahmen mit dem Queller (*Salicornia herbacea*) zur Landgewinnung im Wattenmeer. In: Westküste, I, 2 – 1938.
- 1939 Die Nutzenanwendung biologischer Erkenntnisse im Wattenmeer zugunsten der praktischen Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. In: Conseil Permanent International pour l'exploration de la mer, CIX – 1939.
Zeitgemäße Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. In: Umschau, 43, 23 – 1939.
Unsere jungen Köge. In: Meyns Schl.-Holst. Hauskalender 69, 1939.
- 1940 Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. In: Film und Bild in Wissenschaft und Unterricht. R. 29 Dresden, 1940.
- 1948 Die Gefährdung einer Halligwarf durch Käferlarven. In: Verhdl. Deutscher Zoologen, Kiel – 1948.
- 1950 Der horizontale Wasserschöpfer. In: Dt. Hydrograph. Ztschr. III, 5/6 – 1950.
Entstehung und Untergang der Insel Trischen. In: Mitt. Geogr. Ges. Hamburg, XLIX – 1950.
- 1953 (und PLATH) Produktionsbiologische Untersuchungen auf eingedeichten Wattflächen. In: Die Küste II, 1 – 1953.
(und B. E. SIEBS) Helgoland und die Helgoländer, Kiel, 1953.
- 1954 Sinkstoff, Sediment und Anwachs am Hindenburgdamm. In: Die Küste, II, 2 – 1954.
- 1955 Das Watt schreibt unsere Geschichte. In: Ztschr. Ostfriesland 3 – 1955.
(und SNUIS) Anwachs, Landgewinnung und Deichbau in Nordfriesland. In: Friesisches Jahrbuch – 1955.
- 1956 Die Versalzung im Gotteskoog (Nordfriesland) nach biologischen und chemischen Untersuchungen. In: Die Küste, V – 1956.
Die Westküste Schleswig-Holsteins. In: Geograph. Rundschau, VIII, 9 – 1956.
Ein Koog wird eingedeicht. In: Süddeutscher Rundfunk – Schulfunk 9 – 1956.
- 1957 „Passive“ oder „aktive“ Deichsicherung? Fachgespräch „Deichsicherung“ von Dr.-Ing. LÜDERS in: Wasser und Boden, Heft 10, 1957.
- 1958 Helgoland – jetzt wieder eine Stätte deutscher Meeresforschung. In: Jahrbuch Nordfriesland – 1958.
Rungholtforscher ANDREAS BUSCH 75 Jahre alt. In: Die Heimat, 8, 1958, S. 241 f.
Handbuch der Historischen Stätten Deutschlands. Bd. 1: Schleswig-Holstein. Stuttgart, 1958: Eiderstedt, Halligen, Husum, Marschen, Nordstrand, Ostenfeld, Tönning.
- 1959 Deichbau Bongsiel – Fahretoft, eine neuartige wasserwirtschaftliche Maßnahme. In: Ztschr. Schl.-Holst. – 1959.

- 1960 ANNA HOFFMANN, 1884–1960. Der Trachtenforscherin zum Gedächtnis. In: Ztschr. Schl.-Holst. 6 – 1960.
- 1961 Das Kernstück der „Rungholt“-Forschung wurde geborgen. In: Hus. Tageszeitung – 10. IX. 1961.
Sediment oder Boden. Das Problem der „Deichreife“ im Rahmen der Landgewinnung in Schleswig-Holstein. In: Ber. z. dt. Landeskunde 27, 2 – 1961.
Landgewinnung ist der beste Küstenschutz. In: MERIAN – Nordfriesische Inseln, Hamburg – 1961.
- 1962 Die Trinkwasserversorgung der Halligen nach der Sturmflut im Februar 1962. In: Die Küste X, 2 – 1962.
- 1963 Der Deichbruch des Ülvesbüller Kooges in der Februar-Sturmflut 1962. Versalzung – Übersandung – Rekultivierung. In: Die Küste 11 – 1963.
Nissenhaus – Nordfriesisches Museum, Husum. In: Schr. Nissenhaus Husum Nr. 6 – 1963.
Nordsee im Angriff – „Sturmflut“ im Museum. In: Schr. Nissenhaus, Husum Nr. 7 – 1963.
ANDREAS BUSCH – 80 Jahre alt. In: Die Küste 11 – 1963.
Das Nissenhaus im Dienst der Küstenforschung. In: Schr. Nissenhaus, Husum Nr. 7 – 1963.
Der „Rote Haubarg“ bei Husum. Husum, 1963.
Das Ostenfelder Bauernhaus – ein Freilichtmuseum in Husums Mauern. In: Husumer Monatsheft, Aug. 1963.
- 1964 Deichbruch, Überflutung und Versalzung des Ülvesbüller Kooges durch die Sturmflut vom 16. Februar 1962. In: Mitt. Dt. Bodenkundl. Ges. Bd. 2 – 1964.
Die Leistung der Drains für Entsalzung und Oxydation in neu bedichteten Kögen in Nordfriesland. In: Mitt. Bodenkundl. Ges. Bd. 2–1964.
- 1965 Meldorfs Erdgeschichte und Landschaftsentwicklung von der Eiszeit bis heute und morgen. In: 700 Jahre Meldorf, Heide, 1965.
WILHELM WOLF zum 75. Geburtstag. In: Ztschr. Schl.-Holst. 11 – 1965.
- 1967 Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. In: Die Küste XIII – 1965.
THEODOR STORM ist nah und gegenwärtig, auch im Museum. In: Schleswig-Holstein, 1967.
Stiftung C. M. MAEDGE (Käte Lassen – Lebensdaten, Weg und Werk). In: Nissenhaus – Nordfriesisches Museum.
Die große Storm-Ausstellung im Nissenhaus. In: Husumer Monatshefte, Sept. 1967.
Ja, immer noch „graue Stadt“. In: Husumer Monatshefte, Sept. 1967.
- 1968 Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. In: Handbuch für Landschaftspflege und Naturschutz, Bd. 4, München 1968 u. 1973.
Landgewinnung an der Küste durch biogene Verlandung. In: Handbuch für Landschaftspflege und Naturschutz, Bd. 4, München 1968 u. 1973.
ALBERT JOHANNSEN – Sein Leben – sein Werk. Rendsburg, 1968.
Dithmarschen – eine landschaftsgeschichtliche Untersuchung. In: Dithmarschen, Geschichte und Bild einer Landschaft – Heide, 1968.
WILHELM WOLF zum Gedenken. In: Nordfr. Jahrbuch 1968.
Katalog der Theodor-Storm-Gedenkausstellung. In: Schr. Th. St. Ges. 17, 1968.
Bökingharde – Kornkoog und Klodkries. In: Schr. Freilichtmuseum Kiel – 1968.
- 1969 Die Halligen Nordfrieslands. Heide, 1969.
Dr. jur. HEINRICH CLASEN †. In: Husumer Monatshefte, Sept. 1969.
- 1970 ALBERT JOHANNSEN – Nordfriesland, Gemälde und Zeichnungen. Flensburg, 1970.
400 Jahre Deichbau und Landgewinnung zwischen Brunsbüttel und Wöhrden. In: Süderdithmarschen 1581–1970. Heide, 1970.
(und H. ROHDE): Dr.-Ing. E. h. JOHANN M. LORENZEN 70 Jahre alt. In: Die Küste 20, 1970.
Hauskundliche Exkursion durch Nordfriesland. In: Arbeitskreis für Deutsche Hausforschung. Münster, 1970.
(und LIGGES) Die nordfriesischen Inseln. Du Mont-Verlag, Köln, 1970.
- 1971 ANDREAS BUSCH – Begründer und Nestor der „Rungholt“-Forschung. In: Z. Die blaue Mütze, 1971.

Sodenbrunnen im Wattenmeer. In: Die Heimat 78, 6 – 1971.

Möglichkeiten für die Forschung im geplanten Nationalpark Nordfriesisches Wattenmeer. In: Natur und Landschaft. 46. Jahrg. Dez. 1971.

1972 Abschied von „Rungholt“-Forscher ANDREAS BUSCH †. In: Die Heimat, 9, 10 – 1972.

JOHANN M. LORENZEN † (1900–1972). In: Nordfr. Jahrbuch, Bd. 8, 1972.

13. Internationale Konferenz für Küsteningenieurwesen in Vancouver/Kanada vom 10. bis 14. Juli 1972

Von H. W. Partensky

Vom 10. bis 15. Juli 1972 fand in Vancouver/Kanada die 13. Internationale Konferenz für Küsteningenieurwesen statt, an der insgesamt etwa 400 Delegierte aus 23 Ländern teilnahmen.

Insbesondere waren es Vertreter der verschiedenen Dienststellen, Behörden, Universitäten und wissenschaftlichen Forschungsanstalten derjenigen Länder, die auf Grund ihrer geographischen Lage an den Problemen der Küstenforschung besonders interessiert sind. Die stärkste Teilnehmergruppe stellten die Vereinigten Staaten (148) und Kanada (144), denen in weitem Abstand die Bundesrepublik Deutschland mit 18 Teilnehmern, Japan mit 15, die Niederlande mit 14, Großbritannien mit 11 und Australien mit 10 Teilnehmern folgten. Die Teilnehmer der anderen Länder Dänemark, Frankreich, UdSSR, Südafrika, Portugal, Norwegen, Schweden, Israel usw. waren entsprechend weniger.

Der Kongreß stand unter der Schirmherrschaft des Coastal Engineering Research Councils und der American Society of Civil Engineering (ASCE), des National Research Councils of Canada (NRC) und der International Association for Hydraulic Research (IAHR). Seine Vorbereitung lag in den Händen des Kanadischen Organisations-Komitees.

Insgesamt wurden 180 Beiträge zu Einzelthemen der Küstenforschung und des Küsteningenieurwesens aus etwa 280 eingegangenen Beiträgen für den Kongreß ausgewählt. Die Vorträge wurden in vier gleichlaufenden Sitzungen gehalten. Jedem Vortragenden standen 20 Minuten für den Vortrag sowie 10 Minuten für die Diskussion zur Verfügung.

Die Kongreßsprache war Englisch, jedoch wurden auch einige Beiträge in französischer Sprache zugelassen.

Neben Beiträgen zur Wellenmechanik, über Refraktion und Diffraktionserscheinungen, über Feststofftransport, Resonanzerscheinungen in Hafenbecken sowie Beiträgen über die Erfassung von Wellenkräften auf Bauwerke waren es insbesondere auch wissenschaftliche Beiträge, die sich mit numerischen Verfahren, der Erfassung von Tideerscheinungen in Ästuarien, der Verschmutzung der Küstengewässer, Ausbreitungsvorgängen unter Welleneinfluß, Strandaufspülungen und Fragen der Meßtechnik befaßten.

Durch die Vorauswahl der eingereichten Veröffentlichungen war der wissenschaftliche Gehalt der Vorträge allgemein außerordentlich gut. Die angenommenen Beiträge werden in den Proceedings der 13th International Conference on Coastal Engineering, die von der American Society of Civil Engineers (ASCE) herausgegeben werden, in Kürze erscheinen.

Vor Beginn der täglichen Sitzungen wurde ein jeweils einstündiger Vortrag gehalten, zu dem 4 namhafte Wissenschaftler vom Kanadischen Organisationskomitee aufgefordert worden waren: Prof. P. BRUUN (Norwegen), Prof. R. C. H. RUSSEL (England), Prof. R. W. STEWART (Kanada) und Prof. A. T. IPEN (USA).

Die Vortragsveranstaltungen fanden im Hotel Vancouver statt, dessen Ausstattung einen würdigen Rahmen für die Kongreßveranstaltung abgab.

Die Bundesrepublik Deutschland war mit 18 Teilnehmern relativ stark vertreten. Dies ist nicht zuletzt auf die Initiative des inzwischen leider verstorbenen Vorsitzenden

des Küstenausschusses Nord- und Ostsee, Herrn Präsident a. D. Dr.-Ing. E. h. LORENZEN, zurückzuführen. Von deutscher Seite wurden insgesamt 10 Beiträge für den Kongreß angenommen. Als besonders bemerkenswert ist der Beschluß des Vorstandes des Coastal Engineering Research Councils zu werten, im Jahre 1978 die 16. Internationale Konferenz für Küsteningenieurwesen in Hamburg abzuhalten. Die Einladung zu diesem Kongreß wurde von deutscher Seite im Namen der Hafenbautechnischen Gesellschaft, der Freien und Hansestadt Hamburg und des Küstenausschusses Nord- und Ostsee überbracht. Der nächste Kongreß findet im Juli 1974 in Kopenhagen statt. Im Jahre 1976 ist die 15. Konferenz in Honolulu, Hawaii, vorgesehen.

Im Anschluß an den Kongreß in Vancouver wurden vom Kanadischen Organisationskomitee drei Studienreisen organisiert. Die erste, eintägige Kongreßreise führte von Vancouver über die Straße von Georgia zum Vancouver Island und zurück zum Hafen von Vancouver. Darüber hinaus führte eine dreitägige kombinierte Schiffs- und Flugreise bis Prince Rupert in British Kolumbien und eine sechstägige Reise landeinwärts in den Bereich der Rocky Mountains nach Banff und Jasper (Alberta).

Die gesamte Kongreßveranstaltung war durch das Kanadische Organisationskomitee in hervorragender Weise vorbereitet worden. Von den deutschen Teilnehmern wurde manche Anregung für die Vorbereitung des im Jahre 1978 in Hamburg geplanten Kongresses aufgenommen. Erste Vorgespräche bezüglich der Planung und Organisation dieser Kongreßveranstaltung in Hamburg wurden bereits geführt. Enge Kontakte mit den bisherigen und künftigen Kongreßveranstaltern sollten gepflegt werden. Bei dem im nächsten Sommer in Kopenhagen stattfindenden 14. Internationalen Kongreß für Küsteningenieurwesen wäre deshalb eine verstärkte Beteiligung von deutscher Seite überaus wünschenswert.

Ein automatisches Schwebstoff-Dauermeßgerät für den Einsatz im Wattenmeer und in Brandungszonen

Von Harald Göhren

Inhalt

1. Vorbemerkungen	8
2. Anlaß und Ziel der Geräteentwicklung	8
3. Funktion und Konstruktion des automatischen Schwebstoffmeßgerätes	10
4. Bau und Erprobung eines Prototyps	12
5. Eichung und Meßgenauigkeit	16
6. Erste Meßergebnisse und weitere Programmplanung	18
7. Zusammenfassung	19
8. Schrifttum	19

Summary

With financial support by the German Research Association (Deutsche Forschungsgemeinschaft) an instrument for automatic long-term measurement of suspended matter has been developed. It works on a settling method. A sample of 20 l of water is pumped into a conical settling bottle every hour. The suspended sediments settling in a measuring tube at the bottom of the bottle are recorded by a camera. Power is supplied by a wind-mill generator. Tests have been carried out in the tidal flats of the southern North Sea. Further observations at 3 stations including long-term measurements of suspended matter, currents, waves, wind and water temperature are in preparation to provide data for an investigation of wind-generated variations of suspended load in tidal flats.

1. Vorbemerkungen

Durch Förderung der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Schwerpunktprogramm „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“ (5) wurde in den Jahren 1967 bis 1971 ein Meßgerät für Dauermessungen des Suspensionsgehaltes entwickelt, gebaut und erprobt. Über diese Geräteentwicklung ist vom Verfasser auf der Coastal Engineering Conference 1972 in Vancouver, Kanada, berichtet worden. Der nachfolgende Aufsatz enthält wesentliche Teile dieses Referats, das außerdem in den „Proceedings of the Thirteenth Coastal Engineering Conference“ erschienen ist (4), mit einigen Änderungen und Ergänzungen.

2. Anlaß und Ziel der Geräteentwicklung

Das Schwerpunktprogramm „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft, das 1967 begonnen worden ist, hat umfangreiche wissenschaftliche Untersuchungen zur Erweiterung und Vertiefung der Kenntnisse über die *Sandbewegung* im Küstengebiet zum Inhalt. In der ersten Phase dieses Programms, das im Jahre 1974 ausläuft, wurden vor allem neue Methoden und Geräteentwicklungen gefördert.

Bei dem überwiegend feinen Sohlenmaterial in den Ästuarien und Watten der Nordseeküste und den hier auftretenden starken Strömungen ist neben dem Geschiebetransport

der *Sandtransport in Suspension* von besonderer Bedeutung. Während bei feinem Sohlenmaterial der Geschiebetransport im Naturversuch bis heute immer noch nicht befriedigend genau und zuverlässig gemessen werden kann, läßt sich der Suspensionstransport aus Messungen der Strömungsgeschwindigkeiten und der in der Volumeneinheit Wasser mitgeführten Feststoffanteile – wenn auch mit beträchtlichem Aufwand – bestimmen.

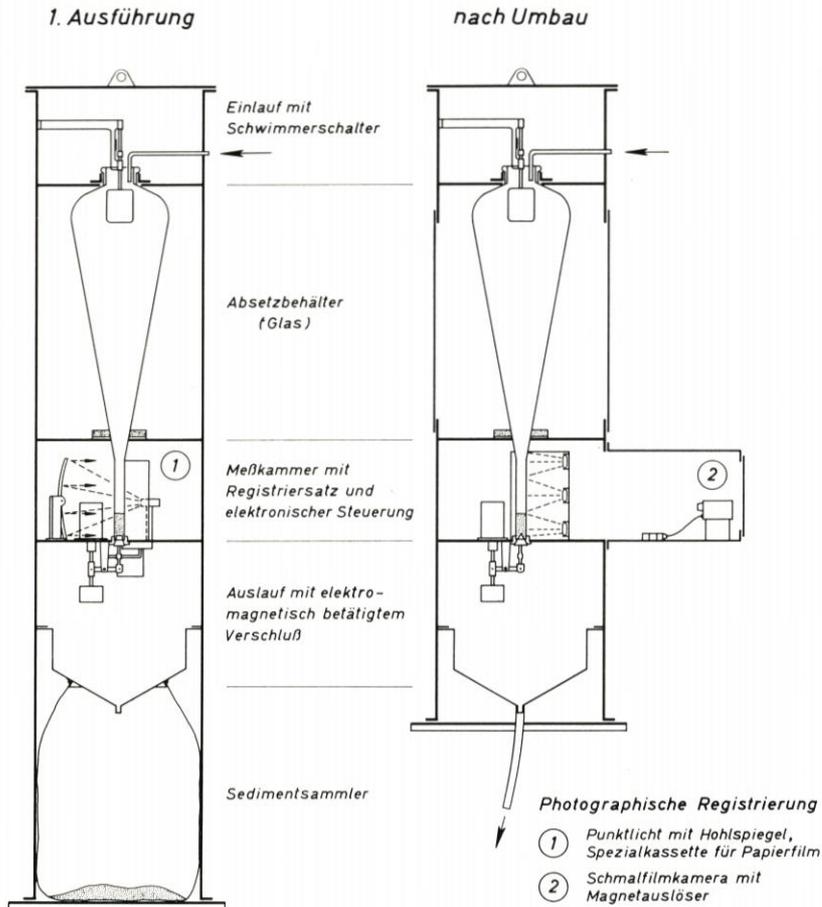


Abb. 1. Gerät zur Messung suspendierter Feststoffe (schematische Darstellung)

Zur Ermittlung des Feststoffgehaltes oder Suspensionsgehaltes im Wasser sind bisher verschiedene Verfahren entwickelt worden. Überwiegend sind es Verfahren zur Bestimmung der Feststoffanteile in Wasserproben, die durch geeignete Schöpfgeräte oder Pumpen entnommen werden. Die Messungen erfordern im allgemeinen eine manuelle Gerätebedienung, sind also für eine Automation wenig geeignet. Neben diesen unmittelbaren Feststoffmessungen sind fotoelektrische Meßverfahren (Trübungsmessung) entwickelt worden.

Suspensionsmessungen waren bislang nur als sog. „in-situ-Messungen“ möglich, also Messungen mit manueller Gerätebedienung von Schiffen oder Plattformen aus. Solche Messungen sind aber bekanntlich in der Regel „Schönwettermessungen“ und daher für eine

umfassende Erforschung der Sandbewegung in der Küstenregion nicht ausreichend. In weiten Bereichen unseres Nordseeküstengebietes, insbesondere in den flachen Wattenmeeren und an den Brandungsstränden, sind die winderzeugten Strömungsvorgänge (Brandungsströmungen, Orbitalströmungen und Triftströmungen) von entscheidender Bedeutung für den Sandtransport und die morphologische Prägung. Aus dieser Erkenntnis entstand immer wieder die Forderung nach automatischen und wetterunabhängig arbeitenden Meßgeräten für die Schwebstoffmessung, wie sie insbesondere WOHLBERG (11) formuliert hat.

Mehrere Versuche, automatische Probenschöpfer für das Watt zu entwickeln, brachten keinen entscheidenden Fortschritt, weil der Aufwand zum Wechseln der Behälter nach jeder Tide zu groß war und weil z. T. systematische Meßfehler auftraten (1, 2, 7, 9). Ein erneuter Versuch, in dieser für die küstenmorphologische Forschung so wichtigen meßtechnischen Frage voranzukommen, wurde mit der nachfolgend beschriebenen, von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanziell geförderten Geräteentwicklung begonnen.

3. Funktion und Konstruktion des automatischen Schwebstoffmeßgerätes

Bei der Entwicklung der meßtechnischen Konzeption standen die beiden folgenden grundsätzlichen Verfahren zur Auswahl:

- a) Die direkte Bestimmung der Feststoffmasse in der Volumeneinheit Wasser.
- b) Die fotoelektrische Methode, das heißt, die Bestimmung der Lichtabsorption oder Rückstreuung einer durchleuchteten Wasserschicht (Trübungsmessung).

Das fotoelektrische Meßverfahren erscheint für die Entwicklung eines automatischen Dauermeßgerätes im Prinzip wesentlich besser geeignet. Es weist jedoch folgende entscheidende Nachteile auf und schied daher nach Auffassung des Verfassers bei den gegebenen Anforderungen aus: Die Lichtabsorption wie auch die Rückstreuung ändern sich nicht volumenproportional mit der Korngröße. Bei der optischen Messung ist die Querschnittsfläche des Einzelkornes die entscheidende Meßgröße, bei der Gewichtsbestimmung dagegen das Volumen. Es ist theoretisch nachzuweisen und bereits experimentell bestätigt, daß sich eine angenäherte funktionale Abweichung nach dem Korndurchmesser zwischen beiden Meßgrößen ergibt. Bei starken Schwankungen des Kornspektrums in der Suspension, die bei den instationären Strömungsverhältnissen im Gezeitengebiet stets vorausgesetzt werden müssen, ergeben sich erhebliche Fehler. Zu diesem verfahrensmäßig bedingten Nachteil tritt bei einem Meßgerät, welches ohne Kontrolle über längere Zeit arbeiten soll, die Gefahr des Bewuchses der Sichtöffnungen. Bewuchs oder Verschmutzung der optischen Einheiten würden vermutlich sehr schnell zu unkontrollierbaren Meßfehlern führen.

Nach diesen grundsätzlichen Überlegungen erschien es erforderlich, die unter a) genannte Konzeption zu verfolgen. Sie führte zu folgendem Geräteentwurf (Abb. 1): Eine Unterwasserpumpe fördert in regelmäßigen Zeitabständen eine Wasserprobe in ein trichterförmiges Absetzgefäß (Prinzip des IMHOFF-Bechers). Die suspendierten Feststoffe setzen sich in einem zylindrischen Meßrohr am unteren Ende des Gefäßes ab und werden am Ende des Sedimentvorgangs fotografisch registriert. Durch einen magnetisch betätigten Verschuß am Ende des Meßrohres wird der Behälter danach geleert, worauf der Meßvorgang wiederholt werden kann.

Abb. 1 zeigt in einer Systemdarstellung den Aufbau des Meßgerätes. Dieses System, das grundsätzlich eine Anpassung an unterschiedliche Meßbedingungen zuläßt, wurde nach

entsprechenden Vorversuchen (s. u.) und unter Zugrundelegung der besonderen Verhältnisse an der Wattenmeerküste der Nordsee für den Bau des Prototyps folgendermaßen ausgelegt:

Volumen des Absetzgefäßes 20 l

Ansauggeschwindigkeit der Förderpumpe 50 cm/s

Pumpzeit ca. 5 Min.

Absetzzeit ca. 55 Min.

Die vorgesehene Sedimentierzeit von rund 1 Stunde erschien ausreichend, nachdem in Vorversuchen ermittelt worden war, daß sich in dieser Zeit rund 70 % der Feststoffe absetzen (s. u.). Eine relativ lange Pumpzeit war anzustreben, um die kurzfristig sehr

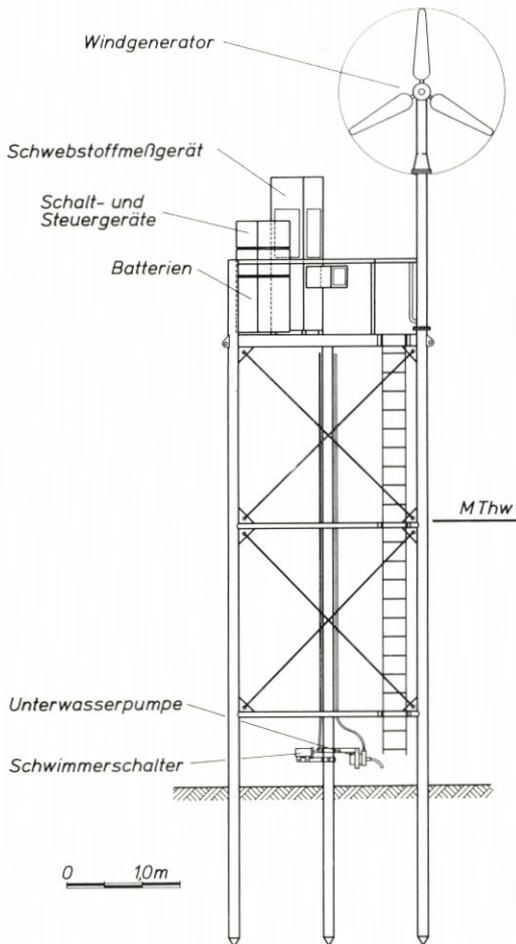


Abb. 2
Meßplattform mit Schwebstoffmeßgerät
und Windkraftgenerator für den Einsatz
im Watt

stark schwankenden Feststoffkonzentrationen auszugleichen. Durchmesser und Länge des unteren Meßrohres am Absetzgefäß wurden für eine maximale Konzentration von rund 2000 mg/l Feststoff bestimmt.

Da das Schwebstoffmeßgerät zum Einsatz auf einer autonomen Station gedacht war, war die Frage der Energieversorgung besonders wichtig. Vorgesehen wurde eine Energieversorgung durch einen Windkraftgenerator unter Zwischenschaltung von Pufferbatterien.

Der erste Entwurf sah schließlich vor, die einzelnen Sedimentproben nach Entleerung des Absetzbehälters in einem zweiten, größeren Gefäß zu sammeln, um sie später noch kornanalytisch bearbeiten zu können.

4. Bau und Erprobung eines Prototyps

Nach Festlegung der technischen Konzeption erhielten die Hydrowerkstätten GmbH in Kiel 1967 den Auftrag zum Bau eines Prototyps einschließlich der dazu notwendigen Entwurfs- und Entwicklungsarbeiten. Das Gerät wurde 1969 abgeliefert. Zur technischen

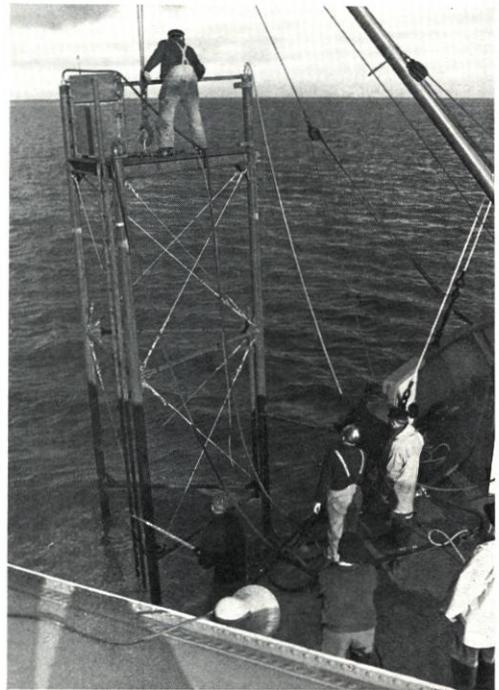


Abb. 3
Aufbau der Meßplattform im Neuwerker
Wattgebiet

Ausführung seien kurz folgende Angaben gemacht: Alle Geräteeinheiten sind in einem $50 \times 50 \times 250$ cm großen Stahlgehäuse untergebracht. Das Absetzgefäß im oberen Teil ist aus Glas gefertigt, um glatte, durchsichtige und korrosionsbeständige Wandungen zu erhalten. Ein schwimmergesteuerter Schalter schaltet die Pumpe nach Füllung des Absetzgefäßes ab. Zur Steuerung der verschiedenen Funktionen innerhalb des Meßzyklus wurde eine elektronische Steuereinheit entwickelt. Zur Registrierung des im Meßrohr abgesetzten Sedimentes wurde bei der ersten Ausführung eine Spezialkassette für einen 20 cm breiten Papierfilm eingebaut, welcher am Meßrohr vorbeigeführt wird und mit entsprechender Durchleuchtung die Sedimenthöhe im Maßstab 1:1 aufzeichnet. Dieses System hat sich später nicht bewährt und wurde durch eine Filmregistrierung ersetzt.

Der Verschuß am unteren Ende des Meßrohres wird durch einen Hubmagneten betätigt. Zur Förderung der 20 l Wasser in stündlichem Abstand wurde eine Flügelradpumpe der Firma BENTHOS, USA, beschafft, für die Stromerzeugung ein Windkraftgenerator der

Firma LUBING, Barnstorf. Als Pufferbatterien sind normale Autoakkumulatoren mit insgesamt 140 Ah installiert.

Nach Ablieferung des Meßgerätes begann eine mehrjährige Erprobung, zunächst im Hafengebiet von Cuxhaven, später im Neuwerker Watt. Da das Meßgerät hochwasserfrei aufgestellt werden muß, wurde ein besonderes, dreipfähliges Meßgerüst gebaut, das fertig montiert von einem Schiff eingespült werden kann (Abb. 2 bis 4).

Im Laufe der Erprobung, die sich mit mehreren Unterbrechungen bis zum Jahre 1972 hinzog, wurden Messungen an verschiedenen Stationen im Neuwerker Watt durchgeführt. Sie ergaben bereits einige interessante Ergebnisse, insgesamt traten jedoch in dieser Zeit noch Störungen und Unterbrechungen auf, die zu Änderungen und Verbesserungen des gesamten Systems führten. Im wesentlichen wurde folgendes verändert bzw. ergänzt: Das im Prototyp eingebaute Registriersystem erwies sich als nicht ausreichend zuverlässig. Es



Abb. 4
Meßstation im
Neuwerker Watt
mit Schwebstoff-
meßgerät,
Wellenmeßgerät
(das Schwimmer-
rohr ist am
rechten Tragpfahl
der Plattform
angebracht) und
Wattdauerstrom-
messer (Vorder-
grund)

wurde ausgebaut und durch eine handelsübliche Schmalfilmkamera (8 mm) ersetzt, die in Einzelbildschaltung durch einen Magnetauslöser bedient wird. Diese Registrierung ist von hoher Zuverlässigkeit. Abb. 5 zeigt den Ausschnitt eines Registrierfilms. Die Filmkapazität reicht aus für eine Meßzeit von über 2 Monaten. Bei diesem einfachen Registriersystem konnte außerdem eine gute Zeitkontrolle in Form einer Kalenderuhr vorgesehen werden, die im Filmausschnitt mit abzulesen ist. Im Aufnahme-feld wurde ferner eine Kontroll-lampe angeordnet, die jeweils anzeigt, ob der Meßbehälter zur Aufnahmezeit mit Wasser gefüllt war oder nicht. (Lampe „aus“ bedeutet, daß entweder das Meßgerät zur Niedrig-wasserzeit ausgeschaltet ist, oder daß eine Funktionsstörung vorliegt.)

Große Schwierigkeiten und auch zeitliche Verzögerungen im Verlaufe der Erprobung entstanden durch die aus den USA beschaffte Unterwasserpumpe. Das als „Tiefsee-Pumpe“ annoncierte Gerät erwies sich – auch nach Reklamation, Reparatur und schließlich Umtausch – als nicht wasserdicht und wurde jeweils bereits nach kurzer Betriebszeit durch eindringendes Seewasser zerstört. Als Ersatz wurde schließlich eine wechselstrom-betriebene Tauchwasserpumpe (Fa. PROKOSCH) gefunden. Abb. 6 zeigt die Pumpe, die an einem Tragpfahl der Meßstation befestigt ist. Darüber angeordnet ist ein Schwimmer-schalter, der den Stromkreis bei Niedrigwasser unterbricht.

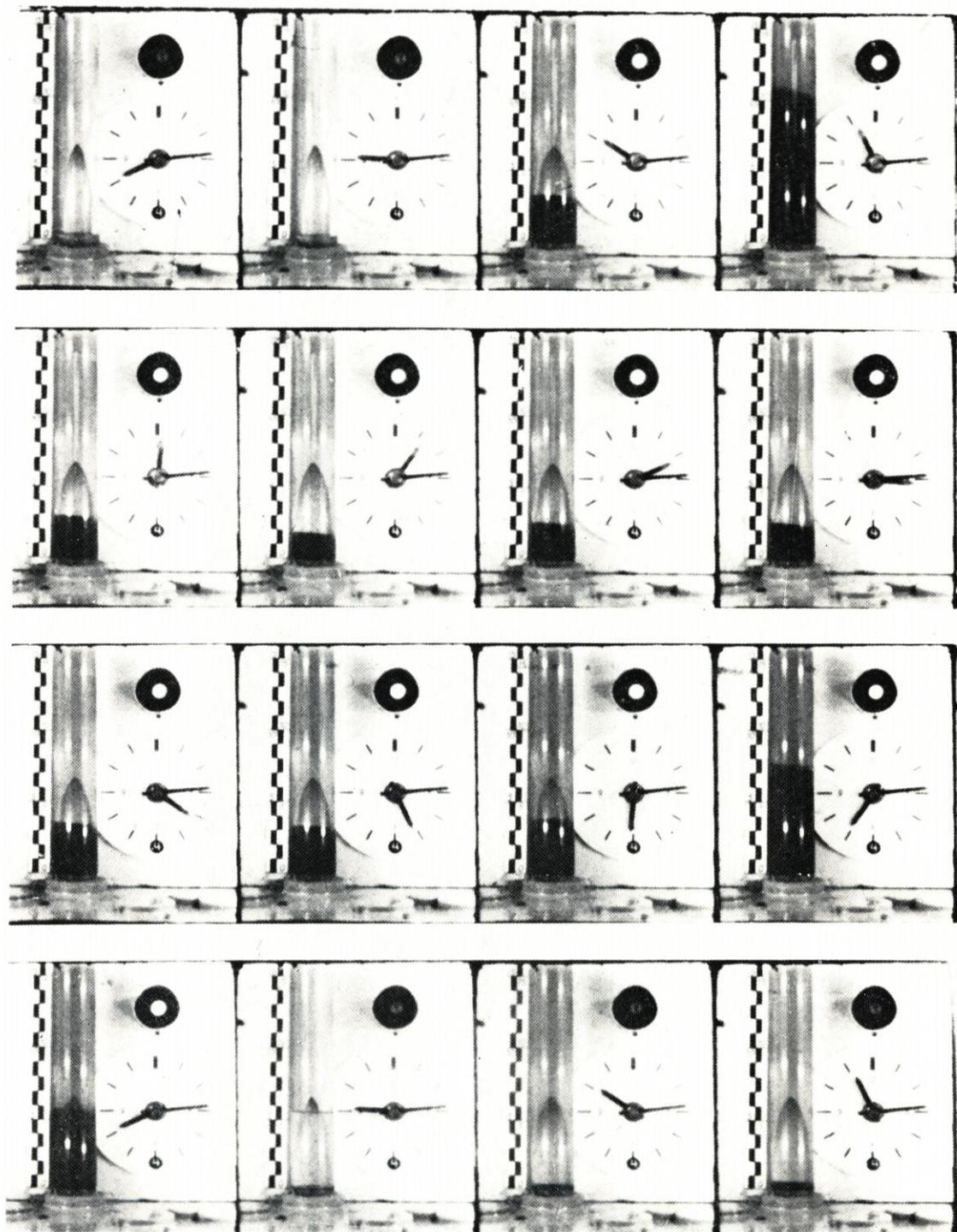


Abb. 5. Ausschnitt eines Registrierfilms (Original 8-mm-Film)

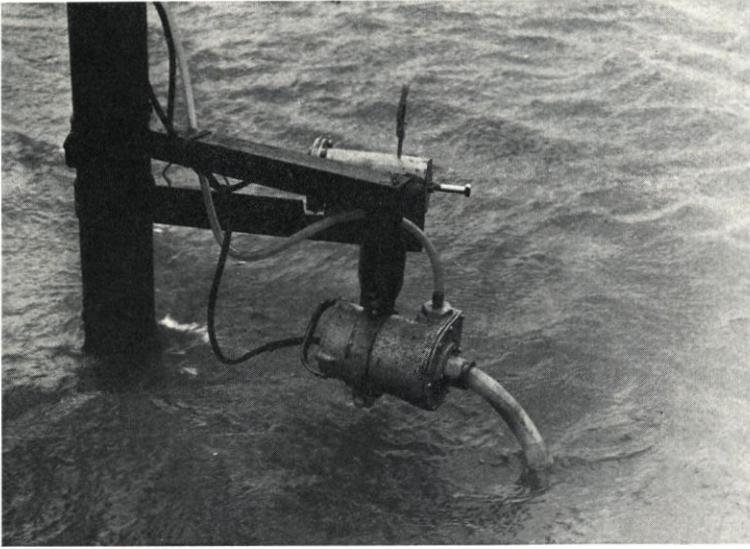


Abb. 6
Tauchpumpe
(unten) und
Schwimmer-
schalter (oben),
am Tragpfahl
der Meßplatt-
form befestigt

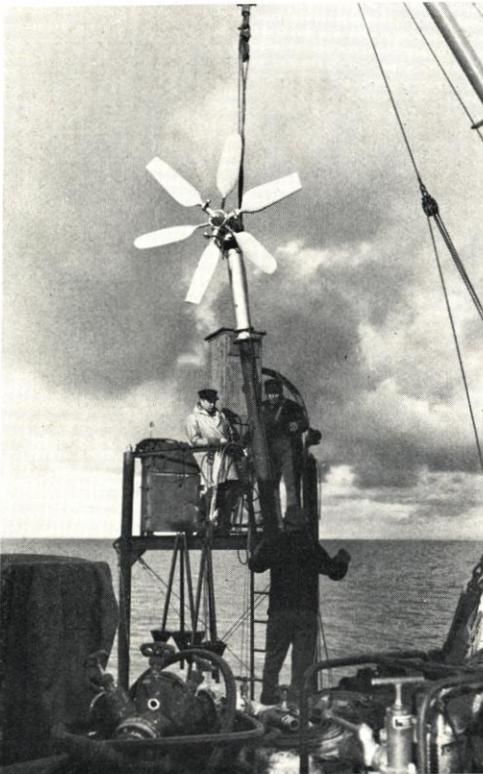


Abb. 7
Windkraftgenerator zur Stromversorgung
des Schwefelstoffmeßgerätes

Zur Erzeugung der bei der Auslegung des Gesamtsystems nicht vorgesehenen Wechselspannung 220 V mußte zusätzlich ein transistorisierter Wechselrichter eingebaut werden. Als relativ zuverlässig erwies sich der für die Stromerzeugung angeschaffte Wind-

kraftgenerator (Abb. 7). Im Verlauf der gesamten Erprobungszeit ist es allerdings dreimal zum Bruch von Rotorblättern bei extrem hohen Windgeschwindigkeiten gekommen. Der Generator reicht zur Stromversorgung der Anlage bei Windstärken ab 3 Bft aus. Durch die Pufferbatterien können bei Flaute etwa zwei Tage überbrückt werden. Bei längeren Schönwetterperioden müssen Unterbrechungen in Kauf genommen werden, was jedoch im Hinblick auf die in Abschnitt 2 beschriebene Aufgabenstellung nicht als Nachteil angesehen wird.

Beim Prototyp wurde schließlich – um Abmessungen und Gewicht zu reduzieren – der untere Sedimenterraum abgetrennt (s. Abb. 1). Es ist noch vorgesehen, hierfür einen getrennten Behälter anzuschließen.

5. Eichung und Meßgenauigkeit

Das im Meßrohr abgesetzte Feststoffvolumen, das im vergrößerten Registrierfilm (Abb. 5) auf einer Skala abgelesen wird, ergibt – dividiert durch den Inhalt des Absetzbehälters (20 l) – die volumenmäßige Feststoffkonzentration in cm^3/l . Es ist der Volumenanteil der Feststoffe in lockerster Lagerung, der sich in dem 1 m hohen Absetzbehälter und bei der vorhandenen (nicht konstanten) Viskosität des Wassers in einer Stunde absetzt. Es

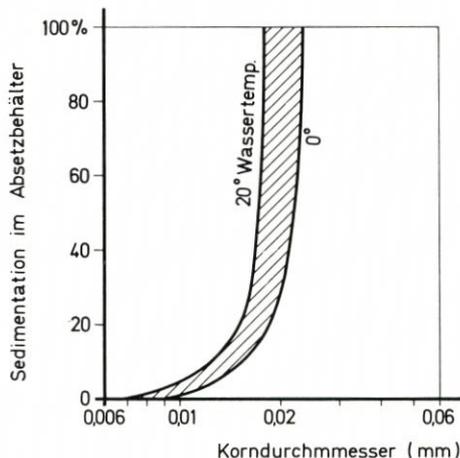


Abb. 8
Theoretische Sedimentationsrate in Abhängigkeit von Korndurchmesser und Wassertemperatur

handelt sich also auch hier um eine Meßgröße, die von anderen Faktoren abhängt und nicht ohne besondere Eichung in eine genormte Größe (Trockengewicht der Feststoffe in 1 l Wasser) umgerechnet werden kann. Das Absetzverfahren bedingt, daß suspendierte Stoffe mit sehr kleinem Korndurchmesser theoretisch nicht erfaßt werden. Nach dem STOKESSchen Gesetz ergibt sich aus den Dimensionen des Absetzbehälters die in Abb. 8 dargestellte Beziehung zwischen der Sedimentationsrate und dem Korndurchmesser. Danach würde die Grenze der Erfasbarkeit etwa beim Korndurchmesser 0,02 mm liegen. Dieses Gesetz läßt sich jedoch für die Sedimentationsvorgänge in den Küstengewässern nicht anwenden, weil hier erfahrungsgemäß unter dem Einfluß elektrochemischer und auch biologischer Faktoren die Flockenbildung eine maßgebende Rolle spielt. Dabei schließen sich in erheblichem Umfang Feinstbestandteile zu größeren Sedimentationsaggregaten zusammen, die schneller absinken, als es der Fallgeschwindigkeit der Einzelpartikel entspricht (6, 12).

Zur Eichung des Gerätes wurden mit Wasserproben aus dem Elbmündungsgebiet umfangreiche Laborversuche durchgeführt. Ein wichtiges Ergebnis dieser Versuche ist in Abb. 9 dargestellt. Die Kurve zeigt die zeitliche Sedimentationsrate und läßt erkennen, daß bei der gewählten Absetzzeit von 55 Min. rd. 70 % des gesamten absetzfähigen Materials gemessen werden. Die Untersuchungen ergaben ferner ein Verhältnis zwischen Feststoffvolumen und Trockengewicht von 3,3 mit einer Streuung von rund 33 %. Diese verhältnismäßig große Streuung ist erklärlich, weil das Verhältnis von der Lagerungsdichte und damit indirekt von der Korngröße abhängt.

Abbildung 10 zeigt die nach den Vorversuchen ermittelte Eichbeziehung für das automatische Schwebstoffmeßgerät. Der nichtlineare Verlauf der Kurve im unteren Bereich ist auf eine Querschnittsverengung des Meßrohrs im Verschlußteil zurückzuführen. Dadurch wird die Anzeigenauigkeit im Bereich niedrigerer Konzentrationen erhöht.

Normierte Absetzkurve für Meßbehälter
(ermittelt aus 16 Einzelversuchen)

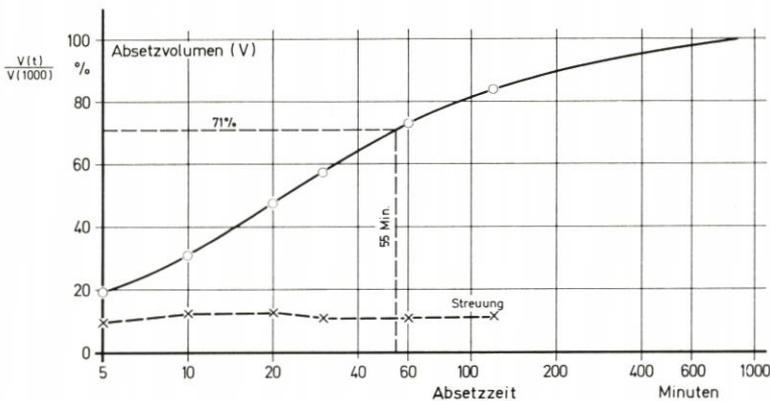


Abb. 9. Normierte Absetzkurve, ermittelt aus einer Serie von Absetzversuchen mit Schöpfproben aus dem Neuwerker Watt (Wassertemp. 10 bis 15°, Salzgehalt 1,5 bis 2,0 ‰)

Bei der Abschätzung der Gesamtgenauigkeit dieses Meßverfahrens sind außerdem die Fehler zu berücksichtigen, die durch die Wasserprobenentnahme entstehen können. Die Art der Probennahme gilt bekanntlich bei allen Feststoffmessungen in fließendem Wasser als besonders problematisch, weil jedes Entnahmeggerät eine Störung des Fließvorgangs hervorruft und damit Fehler bewirken kann. Hierüber sind bereits in den USA sehr ausführliche Untersuchungen durchgeführt worden. Bei der gegebenen Ansauggeschwindigkeit von 50 cm/sec ergeben sich nach den Untersuchungen von NELSON und BENEDIKT (8) sowie WATTS (10) Fehler (Abweichung der gemessenen Konzentration von der vorhandenen) unter 20 %, soweit es sich bei dem suspendierten Material um Schluff und Feinsand handelt.

Insgesamt zeigt sich, daß auch mit diesem Meßverfahren nur eine begrenzte Meßgenauigkeit zu erreichen ist. Im Hinblick auf den Absetzvorgang im Meßbehälter und die damit zusammenhängenden Eichprobleme ist jedoch darauf hinzuweisen, daß es sich hier nicht unbedingt um einen verfahrensmäßigen Nachteil handeln muß. Denn auch das Trockengewicht aller in Suspension befindlichen Stoffe darf nicht als die ideale Meßgröße angesehen werden. Mit dem Absetzverfahren werden alle Bestandteile gemessen, die sich

in einem beruhigten Wasserkörper in einer begrenzten Zeit absetzen können. Das sind aber genau die Stoffe, die im Rahmen unserer küstenmorphologischen Forschung eine Rolle spielen. Dabei ist besonders zu beachten, daß sich der in der Natur entscheidende Prozeß der Flockenbildung auch im Absetzbehälter vollzieht.

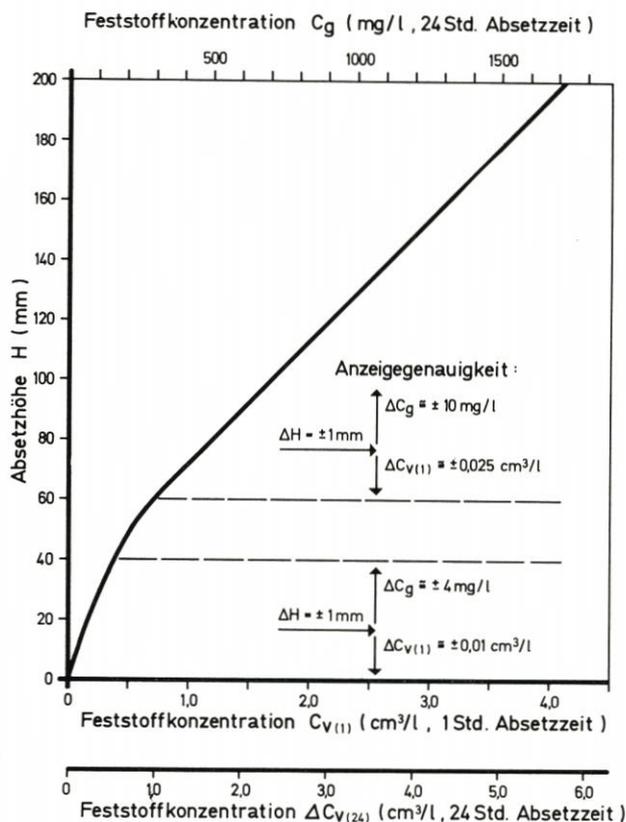


Abb. 10
Eichfunktion des Schwebstoff-
meßgerätes

6. Erste Meßergebnisse und weitere Programmplanung

Ziel der nach der Erprobungszeit geplanten langfristigen Stationsmessungen ist es, die Abhängigkeit des Gehaltes suspendierter Feststoffe im Wasserkörper der Ästuare und Wattenmeere der Nordseeküste von den Gezeitenströmungen und den meteorologischen Einflüssen sowie anderen maßgebenden Parametern zu untersuchen. Zu diesem Zweck werden an der Meßstation gleichzeitig Strömungsmessungen und Seegangsmessungen durchgeführt (s. Abb. 4).

Die bei den Geräteproben erhaltenen Meßdaten haben wegen der häufigen Störungen und Unterbrechungen noch kein ausreichendes Material für eine gründliche statistische Analyse ergeben. Seit 1972 konnten erste zusammenhängende und erfolgversprechende Meßreihen gewonnen werden. Über diese Ergebnisse wird später zu berichten sein. Abb. 11 zeigt als Beispiel eine Auftragung des an der Station Scharhörn im November/Dezember 1972 gemessenen Schwebstoffgehaltes. Diese Station liegt im exponierten Wattgebiet und ist in besonderem Maße dem Seegang und der Brandung ausgesetzt. Während der Feststoffgehalt in einer Höhe von 35 cm über der Sohle bei ruhigem Wetter etwa

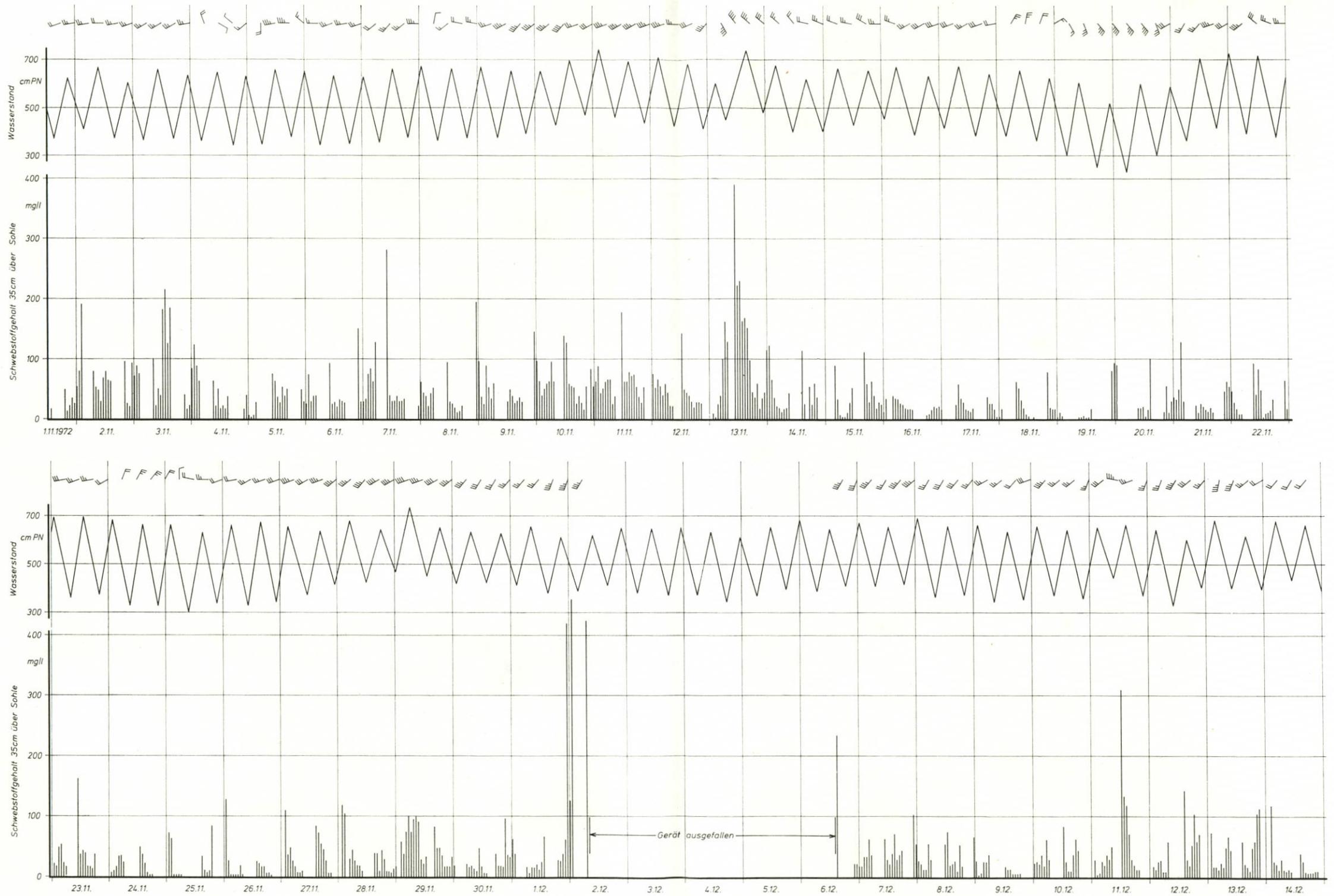


Abb. 11. Ergebnis einer Meßreihe im Watt nördlich von Scharhörn (Außenelbe). Windgeschwindigkeit und -richtung sind als 3-Stunden-Mittel der Meßstation Scharhörn angegeben

10 bis 50 mg/l beträgt, steigt er im Verlauf der mehrfach auftretenden Starkwind- und Sturmperioden auf über 100 mg bis maximal 400 mg/l. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß das Schwebstoffmeßgerät bei dem orkanartigen Sturm vom 13. 11. 72 ohne Störungen und Unterbrechungen durchgearbeitet hat. Die inzwischen erreichte Zuverlässigkeit und Funktionssicherheit auch unter rauen Einsatzbedingungen ist damit unter Beweis gestellt.

Im Rahmen des auslaufenden Schwerpunktprogramms Sandbewegung sind von der Deutschen Forschungsgemeinschaft zwei weitere Meßgeräte dieses Typs zur Verfügung gestellt worden. Ab 1974 sollen mit insgesamt 3 Stationen in einem küstennormalen Profil auf dem Neuwerker Watt langfristige Messungen begonnen werden. Nur durch mehrjährige, ununterbrochene Meßserien wird es gelingen, über die bisherigen Erkenntnisse hinausgehende quantitative Zusammenhänge zwischen den windbeeinflussten hydrodynamischen Faktoren und dem Feststofftransport im Wattenmeer zu gewinnen.

7. Zusammenfassung

Zur Messung suspendierter Feststoffe in den Küstengewässern der Nordsee wurde mit Förderung der Deutschen Forschungsgemeinschaft ein automatisches Dauermeßgerät mit Registrierung und autonomer Energieversorgung entwickelt. Gemessen werden die Feststoffe, die sich in einem trichterförmigen Absetzgefäß in einer Stunde aus einer Wasserprobe von 20 l absetzen. Konzeption, Geräteentwicklung, Ergebnisse und Erfahrungen der Geräteerprobung und erste Meßergebnisse werden mitgeteilt. Eine Serie von 3 Geräten soll für stationäre Dauermessungen im Gebiet der Elbmündung eingesetzt werden, um die meteorologischen Einflüsse auf Sandtransport und Morphologie der Küstengewässer weiter zu erforschen. Die ersten vorliegenden Meßergebnisse bestätigen erneut, daß bei starkwindigen und stürmischen Wetterlagen der Feststoffgehalt des Wassers im Wattenmeer stark zunimmt.

8. Schrifttum

1. GÖHREN, H.: Ein neues Schöpfergerät für Schwebstoffuntersuchungen im Watt. Die Küste, Jg. 13, 1965.
2. GÖHREN, H.: Beobachtungen über Schwebstoffkonzentrationen im Watt. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 11. Jg. H. 1, 1967.
3. GÖHREN, H. und LAUCHT, H.: Entwicklung eines Gerätes zur Dauermessung suspendierter Feststoffe. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, H. 3, 1972.
4. GÖHREN, H. und LAUCHT, H.: Instrument for Long-Term Measurement of Suspended Matter. Proceed. 13th Coastal Engineering Conference 1972.
5. LAUCHT, H.: Entwicklung eines automatischen Schwebstoffmeßgerätes für den Brandungsbereich. Forschungsbericht - Sandbewegung im Küstenraum. Deutsche Forschungsgemeinschaft, 1971.
6. LUCK, G.: Beobachtung der Sedimentbewegung mit einer Unterwasser-Fernsehanlage. Die Küste, H. 21, 1971.
7. MÜLLER, G. D.: Fauna und Sediment in der Leybucht. Jahresbericht 1959 der Forschungsstelle Norderney, 1960.
8. NELSON, M. und BENEDICT, C.: Measurement and Analysis of Sediment Load on Streams. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 76, 1950.
9. PLATH, M.: Ein im Gezeitenbereich des Wattenmeeres selbsttätig arbeitendes Sinkstoff-Schöpfergerät und die Bedeutung der Wattfauna für die Bildung von Sinkstoffen. Die Küste, Jg. 13, 1965.
10. WATTS, G. M.: Development and Field Test of a Sampler for Suspended Sediment in Wave Action. Beach Erosion Board, Techn. Mem. 34, 1953.
11. WOHLBERG, E.: Sinkstoff, Sediment und Anwachs am Hindenburgdamm. Die Küste, Jg. 2, 1954, H. 2.
12. WUNDERLICH, F.: Studien zur Sedimentbewegung. Senckenbergiana maritima, 1, 1969.

Untersuchungen im Ästuar der Weser im Zusammenhang mit industriellen Abwassereinleitungen

Von Günter Luck

Summary

The formerly nearly exclusively agriculturally structured German coastal areas undergo in recent years an increasing strain by large industries – especially by chemical plants. By this the hitherto comparatively pure coastal and estuary waters are increasingly charged with sewage of varying quality. This development was introduced by the settlement of a Titandioxyd factory at the Weser estuary opposite of Bremerhaven.

In connection with this industrial settlement chemical and biological documentary analysis were performed and first comparative studies after start of production were made. The results of these studies are described and the applied procedure critically valued.

Noch bis vor wenigen Jahren war das deutsche Küstengebiet beinahe ausschließlich landwirtschaftlich genutzt. Entsprechend waren die Küstengewässer und die ihnen zufließenden Wasserläufe überwiegend mit landwirtschaftlichen und häuslichen Abwässern belastet, zu deren Abbau die Selbstreinigungskraft des in Anspruch genommenen Wassers im allgemeinen ausreichte. Industrielle und gewerbliche Abwässer waren demgegenüber insgesamt bedeutungslos und gaben allenfalls nur örtlich Anlaß zu Sorgen. Die mit zunehmender Kanalisation wachsende Abwasserlast konnte in jüngerer Zeit durch Kläranlagen weitgehend unschädlich gemacht werden.

Stärker belastet waren die Ästuarie von Elbe, Weser, Jade und Ems, welche die noch nicht abgebauten Schmutzstoffe der großen Ströme und der Häfen sowie der Hafenstädte aufzunehmen hatten. Obwohl auch hier und insbesondere in der Elbe die Beanspruchung der Gewässer stellenweise nicht unbedenkliche Zustände hervorrief, blieb die Störung des biologischen Gleichgewichtes doch insgesamt in erträglichen Grenzen.

Der Drang abwasserreicher Industrien und insbesondere der Chemiegiganten zum tiefen Wasser, der in Deutschland etwa um 1965 einsetzte, führte inzwischen zur Ansiedlung einiger größerer Werke in Küstennähe. Weitere Vorhaben werden diskutiert oder schon geplant. Damit wird möglicherweise eine Entwicklung hervorgerufen, die in vielen Ästuarien Europas und anderer Kontinente schon zu großen Sorgen Anlaß gibt (1).

Eingeleitet wurde der Industrialisierungsprozeß des niedersächsischen Küstengebietes durch die Ansiedlung eines Titandioxyd-Werkes im Ästuar der Weser auf dem Blexer Groden gegenüber Bremerhaven, das 1969 die Produktion aufnahm (Abb. 1). Im Erlaubnisverfahren für die Einleitung der vorwiegend sauren Abwässer sah das Titanwerk vor, die im Produktionsprozeß rückgewinnbaren Dünnsäuren in der Nordsee nordwestlich Helgoland zu verklappen und die nicht rückgewinnbaren Restsäuren bei Strom-km 65,8 in die Weser einzuleiten. – Das Helgoländer Verklappungsgebiet soll hier nicht behandelt werden. – Die Restsäuren sollten nach Angaben des Werkes folgende Inhaltsstoffe enthalten:

FeSO ₄	0,71 g/l	270 kg/st
H ₂ SO ₄	0,68 g/l	1080 kg/st
(NH ₄) ₂ SO ₄	0,14 g/l	220 kg/st
TiOSO ₄	0,10 g/l	160 kg/st
MgSO ₄	0,013 g/l	16 kg/st
TiO ₂	0,004 g/l	7 kg/st

Gesamtabwassermenge: 38 200 m³/d

Die geplante Einleitung derart großer Mengen chemischer Abwässer in ein im großen und ganzen noch wenig verunreinigtes Ästuar und die im Rahmen des Umweltgeschehens weltweit erhobenen Forderungen zur Reinerhaltung unserer Lebensräume sowie die örtlich nur sehr dürftigen Erfahrungen über das Verhalten flüssiger Abfallstoffe im Brackwasser gestalteten die Behandlung der damit aufgeworfenen Probleme besonders schwierig.

Dem im Zuge der hierdurch ausgelösten Diskussion mehrfach geäußerten Gedanken, eine Industrialisierung unserer Küsten zur Schonung der Gewässer gänzlich zu unterbinden, steht eine Reihe wirtschaftspolitischer Aspekte entgegen. Die Zielsetzungen Niedersachsens und seiner Nachbarländer bei der industriellen Erschließung küstennaher Lebens- und Wirtschaftsräume sind durch die allgemeine wirtschaftliche Entwicklung einer modernen Industriegesellschaft geprägt. Niedersachsen braucht im Küstengebiet leistungsstarke Industrien, um krisenfeste Arbeitsplätze zu schaffen, zum Abbau des von Norden nach Süden verlaufenden Wohlstandsgefälles und nicht zuletzt die mit einer wirtschaftlichen Belebung wachsende Steuerkraft. Diesen wirtschaftlichen Zielen müssen indessen angemessene Forderungen zum Schutze der Umwelt und insbesondere der Küstengewässer entgegengestellt werden. Fehlentscheidungen im Rahmen dieses Prozesses können auf Jahrzehnte oder gar für immer irreparabel sein.

In der deutschen Gesetzgebung und in dem im vorliegenden Falle der Weser anzuwendenden Niedersächsischen Wassergesetz sind die für die Einbringung und Beförderung von Abfallstoffen einzuhaltenden oder zu schaffenden Bedingungen behandelt. Hiernach ist vorzuschreiben, welchen Mindestanforderungen die Beschaffenheit des Wassers genügen soll, daß bestimmte Stoffe nicht eingeleitet werden dürfen, welche Einwirkungen abzuwehren sind, durch die die Beschaffenheit des Wassers nachteilig beeinflusst werden kann u. a. (Kapitel V §§ 78, 79 NWG). Darüber hinaus sind hier die rechtlichen Verfahren festgelegt, nach welchen bei Gewässerbeanspruchungen vorzugehen ist. Für die Benutzung eines Gewässers kann danach eine „Erlaubnis“ oder „Bewilligung“ erteilt werden (§§ 10, 11 NWG). Die Erlaubnis gewährt die widerrufliche Befugnis, ein Gewässer in bestimmter Weise zu nutzen. Sie kann befristet werden. Demgegenüber hat die Bewilligung eine stärkere Rechtskraft und wird für eine angemessene Frist erteilt, die in besonderen Fällen dreißig Jahre überschreiten darf. Mit der Erlaubnis wird die Möglichkeit offengehalten, dem Benutzer eines Gewässers in schwer zu übersehenden Fällen und bei nicht vorhersehbaren Schäden nachträglich und kurzfristig zusätzliche Bedingungen für die Gewässernutzung aufzuerlegen. Bei industriellen Abwassereinleitungen wird aus diesem Grunde im allgemeinen nur eine Erlaubnis erteilt.

Im Rahmen des im vorliegenden Falle abzuwickelnden Wasserrechtsverfahrens wurde zunächst eine Reihe von Gutachten angefordert, in welchen die Auswirkungen der geplanten Abwassereinleitung abzuschätzen waren und festgestellt werden sollte, unter welchen Bedingungen eine Erlaubnis für dieses Vorhaben überhaupt erteilt werden kann. Drei Fragenkomplexe erschienen besonders wichtig:

1. In welcher Zeit und auf welchem Wege werden die Schadstoffe mit dem Wasser des Weserästuars im Strömungs- und Tidegeschehen durchmischt?



Abb. 1. Weser im Bereich der Abwassereinleitung des Titanwerkes

Die Untersuchungen ergaben, daß bei mittleren Tiden und Oberwasserhältnissen alsbald ein Verdünnungsverhältnis von 1 : 1500 im Weserwasser erreicht wird. Die im Tiderhythmus vor der Einleitungsstelle sägeförmig hin- und herpendelnden Abwasserpartikel versetzen erwartungsgemäß resultierend seewärts. Eine Einleitung des Abwassers nur zu bestimmten Tidephasen erbringt keine Vorteile (2).

2. Wird der Chemismus des Weserwassers durch die Zuführung des sauren Abwassers in irgendeiner Weise beeinträchtigt bzw. besteht die Gefahr, daß der pH-Wert vom basischen in den sauren Bereich umschlägt und ist mit stärkerer Sedimentation infolge Ausflockung des Eisenhydroxyds zu rechnen?

Die an den hydrographischen Ergebnissen orientierte chemische Beurteilung führte zu der Auffassung, daß infolge des zu erwartenden Durchmischungsverhältnisses eine chemische Veränderung des Weserwassers nicht zu befürchten sei. Das Säurebindungs-

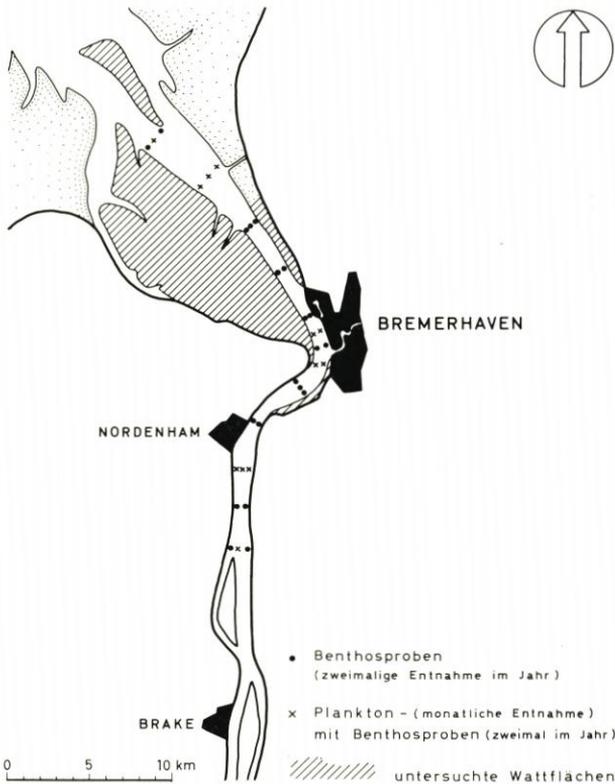


Abb. 2
Untersuchungsgebiet mit
Entnahmestationen

vermögen bzw. der Karbonatgehalt des Wassers reiche zur Neutralisation der anfallenden Schwefelsäure und des an Eisen und Titan gebundenen Sulfates aus und werde auch bei ungünstigsten Verhältnissen nur zu 3,25 % in Anspruch genommen. Die zu erwartende Eisenhydroxyd-Flockung sei im Verhältnis zum normalen Schwebstoffgeschehen der Weser völlig unbedeutend (3).

3. Müssen bei stetiger Einleitung der Abwässer auf die Dauer irgendwelche Einflüsse auf die Lebensgemeinschaften der Weser im Einleitungsbereich erwartet werden?

Die hierzu angestellten physiologischen Untersuchungen im Tank mit Säurezugaben, die der Qualität des Abwassers des Titanwerkes entsprachen, führten zunächst zu

dem Ergebnis, daß die Letalitätsgrenze der Versuchstiere bei einem Verdünnungsverhältnis von 1 : 3,3 bis 1 : 4 liegen und daß Konzentrationen bis 1 : 13 ertragen werden können. Bei dem tatsächlichen Verdünnungsverhältnis brauche somit keine Störung des biologischen Gleichgewichtes befürchtet zu werden (4).

Da die Übertragbarkeit physiologischer Untersuchungen im Tank mit simulierten Randbedingungen auf Naturverhältnisse sehr stark umstritten ist und bei den Versuchen nur adulte Tiere eingesetzt waren, wurden diese Ergebnisse mit großer Skepsis aufgenommen. Tatsächlich konnte in später ausgeführten ähnlichen Versuchen nachgewiesen werden, daß die Verträglichkeitsgrenze für Heringseier und -larven bei einem bedeutend größeren Durchmischungsverhältnis liegt (5).

Auf der Grundlage dieser Untersuchungen wurde dann 1966 schließlich die Erlaubnis zur Einleitung des Abwassers in der beantragten Qualität und Quantität gegeben. Eine Reihe innerbetrieblicher wie außerbetrieblicher Bedingungen wurde gestellt, um sicherzustellen, daß die Abwassereinleitung der Kontrolle nicht entgleitet und eventuelle Schäden vermieden bzw. rechtzeitig erkannt werden können. Hierzu gehören: Einleitung des Abwassers unter Überdruck senkrecht zum Stromstrich zur Gewährleistung einer sofortigen starken Durchmischung, Festlegung des pH-Wertes des Abwassers an der Einleitungsstelle mit min. 1,8, Einschränkung des Gehaltes an absetzbaren Stoffen auf 0,5 mg/l, Verbot zusätzlicher Einleitung von Öl und anderen Schwimmstoffen, mechanische Klärung zusätzlicher organischer Abwässer usw. In der Weser darf in 500 m Entfernung von der Einleitungsstelle sowohl in der Horizontalen als auch in der Vertikalen der pH-Wert des mit Abwasser angereicherten Weserwassers nicht unter 6,5 herabgesetzt werden. Der Gehalt an im Wasser gelöstem Eisen soll um nicht mehr als 0,5 mg/l zunehmen und der Gehalt an kolloiden Eisenverbindungen um nicht mehr als 0,5 ‰ – bezogen auf die Feststoffsubstanz – anwachsen.

Die Bedingung, daß der pH-Wert in einem Umkreis von 500 m von der Einleitungsstelle nicht unter 6,5 abfallen dürfe, war heftig umstritten. Zum einen konnte nach den chemischen Beurteilungen erwartet werden, daß das Säurebindungsvermögen des Weserwassers so groß ist, daß eine derartige Entwicklung, bei welcher pH-Wert-Reduzierungen in dieser Größenordnung auftreten könnten, gar nicht denkbar ist. Zum anderen war einzuwenden, daß selbst dann, wenn das Säurebindungsvermögen nicht ausreichte, ein räumlicher pH-Wertabfall in dieser Größenordnung nicht geduldet werden könne, da hiermit ein Säureriegel über die Weser geschaffen würde, dessen Einfluß auf die biologischen Bedingungen unabsehbar sei und möglicherweise nicht vorausschaubare Fernwirkungen nach sich ziehen könnte. Da aber durch die Einleitung gerade der pH-Wert am stärksten gefährdet schien und, um nichts zu versäumen, wurde diese Bedingung dann doch aufrechterhalten.

Zur Überprüfung dieser Bedingungen waren die entsprechenden Bauwerke und Meßeinrichtungen durch das Titanwerk im Betrieb zu schaffen. Darüber hinaus wurden zur Abschätzung eventuell später eintretender Schäden im Weserästuar biologisch/ökologische Erstuntersuchungen zur Sicherung des gegenwärtigen Zustandes und zur Ermöglichung von Vergleichsuntersuchungen nach Inbetriebnahme des Werkes vorgesehen. Hierdurch sollte gewährleistet sein, daß Qualitätsbeeinträchtigungen des Weserwassers durch zusätzliche Bedingungen rechtzeitig aufgefangen werden können.

Mit den ökologisch/biologischen Zielsetzungen dieser Untersuchungen wurde in gewisser Weise Neuland betreten. In Deutschland waren ähnliche Untersuchungen in derartigem Umfang im Brackwasserbereich und unter Tidebedingungen bisher nicht ausgeführt worden, so daß eigene Erfahrungen nicht vorlagen. Die ausländische und insbeson-

dere die sehr reichhaltige amerikanische Fachliteratur beschreibt im wesentlichen – soweit sie so schnell ausgewertet werden konnte – die auf menschliche Aktivitäten rückführbaren Schäden in ihren Ästuarien, wobei zwar die verschiedenen Einflüsse unterschiedlicher Abwasserqualitäten herausgearbeitet sind, der zeitliche Verlauf – etwa vom oligo- zum polysaprobien Zustand, der hier besonders interessiert – mangels ausreichender früherer Grundlagenuntersuchungen jedoch häufig nicht dargestellt werden kann. Darüber hinaus konnten anderenorts gewonnene Ergebnisse wegen unterschiedlicher hydrographischer Randbedingungen kaum ohne Modifikation auf unsere Verhältnisse übertragen werden. Zu alledem war – abgesehen von interessanten Einzelergebnissen – eine biologische Gesamtaufnahme des Weserästuars nicht vorhanden.

Erschwerend kam hinzu, daß für die Erstuntersuchungen nur ein Jahr zur Verfügung stand. Zusätzliche Schwierigkeiten erwuchsen daraus, daß der pH-Wert des Weserwassers – hervorgerufen durch Kaliabwässer im Oberlauf – ohnehin kurzfristig zwischen 7,1 bis 7,9 stark schwankt. Die mit dem Tidegeschehen wechselnden ökologischen Randbedingungen – wechselnder Salzgehalt, Verschiebung der Brackwassergrenzen in Abhängigkeit vom Oberwasserzufluß usw. – wirkten ebenfalls nicht vereinfachend. Darüber hinaus wurde noch während der Untersuchungen die Produktion eines anderen Werkes erweitert, das gipshaltige Abwässer einzuleiten wünschte.

Die Untersuchungen wurden auf einen Bereich von 15 km oberhalb bis 20 km unterhalb der Einleitungsstelle und auf die in diesem Bereich liegenden Watten ausgedehnt (Abb. 2). Dieses Gebiet umfaßt etwa den mittleren Brackwasserbereich des Weserästuars. Das Probenmaterial wurde während zehn Bereisungen zwischen Dezember 1967 und November 1968 in dreizehn Profilen gewonnen. Hierdurch wurde gewährleistet, daß jahreszeitlich bedingte Schwankungen der Vegetation voll in die Untersuchungen eingingen. Gleichzeitig mit den biologischen Proben wurden zur Sicherung der ökologischen Parameter chemische Wasseranalysen ausgeführt.

Im einzelnen wurden während jeder Bereisung das Schöpfplankton, das Netzplankton und das Makrobenthos erfaßt. Die entsprechenden Proben wurden an der Oberfläche und in Bodennähe entnommen. Das Schwergewicht der Auswertung wurde auf die quantitative, räumliche und zeitliche Verteilung gelegt. Eine taxonomisch vollständige Bearbeitung war nicht geplant und wegen der nur geringen Zeit, die für die Untersuchungen zur Verfügung stand, auch nicht möglich. Die Auswertung des reichhaltigen Materials nahm ohnehin schon mehrere Jahre in Anspruch. Die Wattengebiete wurden nur einmal makrobiologisch kartiert, da Mehrfachkartierungen aus zeitlichen Gründen nicht ermöglicht werden konnten (6, 7, 8).

Nachdem die Erstuntersuchungen abgeschlossen waren und zur Biologie des Untersuchungsgebietes konkrete Vorstellungen entwickelt werden konnten, wurden 1971 – also zwei Jahre nach Produktionsaufnahme des Titanwerkes – erste Vergleichsuntersuchungen vorgenommen.

Die Untersuchungen, die im einzelnen zu behandeln hier zu weit führen würde, erbrachten ein überraschendes Gesamtergebnis, das auch Anlaß gibt, das gesamte biologisch/ökologische Verfahren im Hinblick auf künftige, ähnliche Aufgaben noch einmal kritisch zu überdenken.

Die Erstuntersuchungen führten zumindest hinsichtlich der Diatomeenflora zu der nicht erwarteten Erkenntnis, daß sich – trotz einer Zunahme der Eutrophierung und stärkerer Inanspruchnahme des Sauerstoffhaushaltes der Weser – die Verhältnisse seit der Jahrhundertwende qualitativ kaum geändert haben. Damals vorgenommene Diatomeenuntersuchungen stellten übrigens die Anfänge der Erforschung des Protistenplank-

tons der Weser dar. Das Makrobenthos war nur sehr schwach entwickelt und fehlte in großen Bereichen ganz. Möglicherweise muß das auf die rein mechanischen Einflüsse des Baggerebetriebes in der Weser zurückgeführt werden. Es ist aber auch denkbar, daß durch die verschiedenen Sohlenvertiefungen Böden angeschnitten wurden, die als Substrat des Brackwasserbenthos nicht geeignet sind. Insgesamt wurde der Eindruck gewonnen, daß die Weser im Untersuchungsbereich verhältnismäßig gesund war bzw. die Selbstreinigungskraft für den Abbau der Restverschmutzungen des Oberwassers und anderer Abwasser-einleitungen noch ausreichte. Im übrigen wurde die Erfahrung der für Brackwasser typischen Arten- und Individuenarmut bestätigt.

Die 1971 vorgenommenen stichprobenartigen Vergleichsuntersuchungen führten nun – zumindest qualitativ – zu völlig anderen Ergebnissen. Zunächst blieb die befürchtete Reduzierung des pH-Wertes im Einleitungsbereich beinahe völlig aus. Nur während der Niedrigwasserkenterung fiel der pH-Wert des Weserwassers in der Nähe der Einleitungsstelle stark unter 7 ab, und es entwickelten sich kurzfristig schwach saure Abwasserkörper, die über den Kontrollkreis hinausreichten. Bei stärkerer Strömung und während des Hochwassers war nur in unmittelbarer Nähe der Einleitungsstelle ein Abwassereinfluß festzustellen. Die innerbetrieblichen Bedingungen, die gleichzeitig kontrolliert wurden, waren eingehalten. Eine spürbare Vermehrung der Sedimentationsraten im Untersuchungsbereich konnte zunächst nicht festgestellt werden. Sie blieb im Verhältnis zu den natürlichen Bedingungen vernachlässigbar klein.

Die gleichzeitig ausgeführten biologischen Entnahmen im Untersuchungsgebiet ergaben qualitativ völlig andere Ergebnisse als während der Erstuntersuchungen. Es wurden Verhältnisse festgestellt, die nahezu an einen *Verödungszustand* heranreichten. Eine derartige Verschlechterung des Weserwassers in so kurzer Zeit mußte überraschen. Die Ursachen hierfür sind noch nicht geklärt. Sie können nicht oder zumindest nicht allein auf die Abwassereinleitung des Titanwerkes zurückgeführt werden. Zum einen erschien der kurzfristige und räumlich doch sehr begrenzte Abfall des pH-Wertes im Einleitungsbereich nicht durchgreifend genug, um ökologisch entscheidend wirksam sein zu können. Andere auf die Titan-Abwässer rückführbare ökologische Änderungen waren nicht feststellbar. Zum anderen fiel auf, daß in den biologischen Proben sowohl der marine als auch limnische Detritus fehlte, der bei den Erstuntersuchungen noch in größeren Mengen angetroffen wurde. Demnach müßte das Initialgeschehen für die biologische Verschlechterung des Weserästuars außerhalb des Untersuchungsgebietes liegen. Dem übrigens während der Kontrollmessungen mit weniger als 50 % der Sättigung nur geringen Sauerstoffgehalt konnte eine ursächliche Wirkung nicht beigemessen werden, da ähnliche Sauerstoffwerte auch schon während der Erstuntersuchungen angetroffen wurden. Die im Brackwasser lebenden Organismen entwickeln bekanntlich infolge der häufig wechselnden Lebensbedingungen eine starke Widerstandskraft gegenüber äußeren Einflüssen.

Zur Erklärung der Verödungserscheinungen können daher zunächst nur Hypothesen entwickelt werden. Eine Überbeanspruchung des Oberwassers der Weser in so kurzer Zeit scheidet als Ursache der Verödungserscheinungen des Ästuars aus, da die Entwicklung dort fest unter Kontrolle ist. Es ist indessen möglich, daß das Oberwasser der Weser indirekt einwirkte, da der Fluß zur Zeit der Vergleichsmessungen schon seit längerer Zeit nur sehr wenig Wasser führte. Hierdurch könnte auch erklärt werden, daß der limnische Detritus nicht mehr nachzuweisen war. Andererseits ist hiermit nicht zu deuten, warum auch mariner Detritus fehlte. Insofern sind auf den hydrographischen Randbedingungen basierende Mutmaßungen wenig befriedigend. Es ist aber auch denkbar, daß populationsdynamische Entwicklungen abliefen, die auch anderenorts – ohne daß eine Änderung in den ökolo-

gischen Parametern nachweisbar wäre – schon eingetreten sind. Wahrscheinlich wirkt hier eine Reihe von uns z. Z. noch unbekanntem Einflüssen gemeinsam. Die Untersuchungen sollen daher weitergeführt und vertieft werden.

Immerhin geben die jetzt vorliegenden Erfahrungen Veranlassung, die im Weser-Ästuar praktizierten Untersuchungen kritisch zu überdenken und Folgerungen für ähnlich gelagerte spätere Forschungsvorhaben daraus zu ziehen.

Zunächst ist festzustellen, daß die zur Verfügung stehende Zeit für befriedigende Untersuchungen bei weitem zu kurz war. Daraus resultierten wieder räumliche Einschränkungen im Untersuchungsgebiet und ein zu weitmaschiges Stationsnetz. Hierdurch allein wird die Interpretation der Ergebnisse außerordentlich erschwert.

Schon aus diesem Grunde sollte die biologisch/ökologische Erforschung küstennaher Seegebiete und der Ästuale – etwa als Bestandsaufnahme – auch ohne aktuellen Anlaß in Angriff genommen werden. Viele Entscheidungen wären leichter gefallen und manche Entwicklung hätte besser prognostiziert werden können, wenn langfristige biologisch/ökologische Beobachtungen bei Beginn der Arbeiten vorhanden gewesen wären, die dann nur noch gezielt hätten ergänzt werden müssen.

Inzwischen sind auch in den anderen deutschen Ästuarien durch Industrieansiedlungen veranlaßte ähnliche Untersuchungen angelaufen. Obwohl die derzeitigen Grenzen dieser Forschungen während der Weseruntersuchungen offenbar geworden sind, ist zu hoffen, daß mit wachsender Erfahrung die in dicht besiedelten Industriestaaten nun einmal notwendige Inanspruchnahme unserer Gewässer zunehmend besser gesteuert werden kann.

Schrifttum

1. LUCK, G.: „Gefährdung der Küstengewässer durch Abwassereinleitungen“, Neues Archiv für Niedersachsen, Bd 20, H 3, 1971.
2. HENSEN, W.: „Gutachten zum Antrag der Titangesellschaft auf Einleitung von Abwasser in die Unterweser bei Blexen vom 12. 2. 1966“, nicht veröffentlicht.
3. VIEHL, K.: „Gutachten zum Antrag der Titangesellschaft auf Einleitung von Abwasser in die Unterweser bei Blexen, 22. 4. 1966“, nicht veröffentlicht.
4. MEYER-WAARDEN: „Gutachten über die Einleitung der Abwässer der Titan-Gesellschaft m.b.H., Leverkusen, in die Weser bzw. die Nordsee, 7. Juni 1966“, nicht veröffentlicht.
5. KINNE, O. und H. ROSENTHAL: „Effects of sulfuric water pollutants on fertilization, embryonic development and larvae of the herring, *Clupea harengus*.“ Marine Biology, International Journal on Life in Oceans and Coastal Waters, Vol. 1, Nr. 1, June 1967.
6. MICHAELIS, H.: „Untersuchungen über das Schöpfplankton der Wesermündung“, Teil I, Qualitative Ergebnisse, Jahresbericht 1970 der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, Bd XXII, 1971.
7. MICHAELIS, H.: „Untersuchungen über das Schöpfplankton der Wesermündung“, Teil II, Quantitative Ergebnisse, Jahresbericht 1971 der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, Bd XXIII, 1972.
8. BODE, K.-L. und A. PUCK: „Qualitative und quantitative Untersuchungen über das Zooplankton der Wesermündung“, Jahresbericht 1971 der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, Bd XXIII, 1972.

Topographische Parameter zur Bestimmung des küstennahen Seegangs

Von Winfried Siefert

Inhalt

Summary	28
I. Einleitung und Symbol-Verzeichnis	28
II. Seegang am Strand	29
A. Über die Messungen	29
B. Ergebnisse	31
III. Gebiete gleicher Seegangscharakteristik	
A. Repräsentative Seegangs-Parameter	32
B. Zur Wellensteilheit	34
C. Entwicklung topographischer Parameter	34
IV. Seegang als Funktion der Topographie	35
A. Höchstmögliche mittlere Wellenhöhen	35
B. Höhen- und Periodenverteilungen	37
V. Zusammenfassung	38
VI. Schriftenverzeichnis	38

Summary

Prototype data from 27 wave stations on and around the tidal flats south of the Elbe estuary enable us to elaborate special shallow water wave characteristics, concerning the variations and correlations of heights, periods, lengths and velocities. This paper deals with some interesting aspects from the engineer's point of view. It turns out that the mean wave height mH represents the complete shallow water wave spectrum. This parameter depends on 3 local parameters, i.e. depth of water d , distance s to deep water area, and mean wave steepness $\delta = \frac{{}^mH}{mL}$.

I. Einleitung

Seegangsmessungen der FORSCHUNGS- UND VORARBEITENSTELLE NEUWERK mit Oberflächenschwimmern seit 1963 an insgesamt 27 Standorten haben es ermöglicht, in einem bisher nicht vorhanden gewesenen Umfange Daten über den küstennahen Flachwasserseegang zu analysieren. Die Standorte liegen in der Außenelbe und im Watt, in Brandungsbereichen und in geschützten Gebieten, in Wassertiefen zwischen 0 und 10 m (Abb. 1).

Es zeigte sich bald, daß die Darstellung der Seegangsparameter allein in Abhängigkeit vom Wind für jede Station andere Werte liefert und daß eine befriedigende Analyse nur über die Parametrisierung der Topographie möglich ist. Dazu boten nun die Meßergebnisse aus dem Elbmündungsgebiet günstige Voraussetzungen. Aus Gründen der Meßtechnik und der Statistik erwies es sich sogar als sinnvoll, zunächst Seegangsparameter allein mit topographischen Parametern zu korrelieren und die Windverhältnisse erst später in die Betrachtungen einzubeziehen (2,4).

Symbolverzeichnis

c	Wellenlaufgeschwindigkeit in m/s
${}^m c$	mittlere Wellenlaufgeschwindigkeit im natürlichen Seegang
d	Wassertiefe in m
d^*	Ersatzwassertiefe; $d^* = d + 1$ in m
g	Erdbeschleunigung in m/s^2
H	Wellenhöhe in m
${}^m H$	mittlere Wellenhöhe im natürlichen Seegang
${}^m H_{\max}$	höchstmögliche mittlere Wellenhöhe
$H_{1/3}$	kennzeichnende Wellenhöhe, Mittel der 33 % höchsten Wellen im natürlichen Seegang
L	Wellenlänge in m
${}^m L$	mittlere Wellenlänge im natürlichen Seegang
s	Entfernung in km von der 10 m KN-Linie
T	Wellenperiode in sec
${}^m T$	mittlere Wellenperiode im natürlichen Seegang
δ	mittlere Wellensteilheit; $\delta = {}^m H / {}^m L$
η	normierte Wellenhöhe; $\eta = H / {}^m H$
τ	normierte Wellenperiode; $\tau = T / {}^m T$

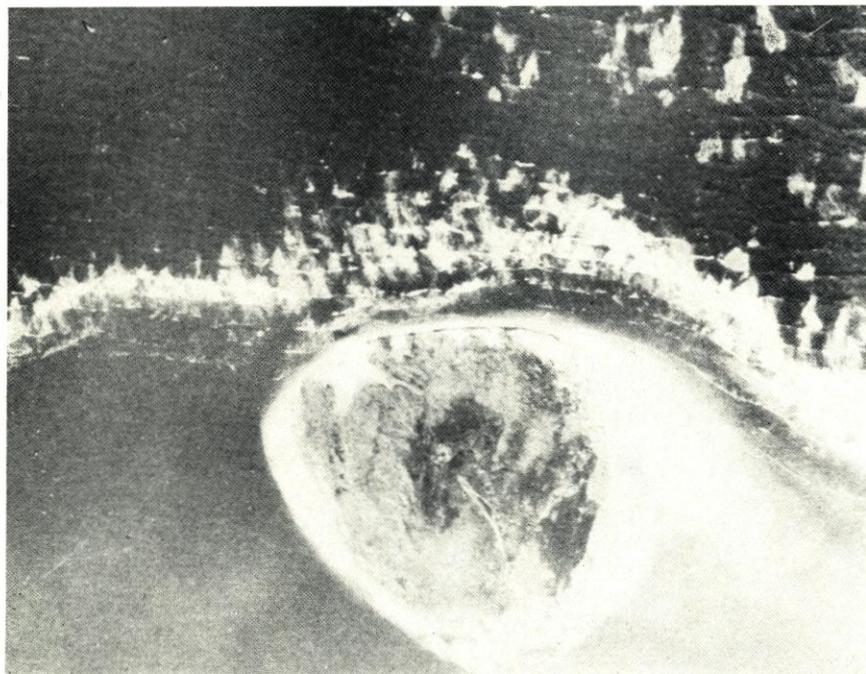


Abb. 2. Brandung am Strand von Scharhörn

II. Seegang am Strand

A. Über die Messungen

In den Jahren 1969 bis 1971 wurde Seegang am Strand analysiert, und zwar am Nordrand der Düne Scharhörn, an dem sich bei starkem Wind ein ausgeprägter Brandungstreifen bildet (Abb. 2), sowie am Nord- und am Westufer der großenteils im Schutz

des hohen Wattes liegenden Insel Neuwerk. Die Strandmessungen können nur dann wirklich wertvolles Material liefern, wenn gleichzeitig der Seegang außerhalb des Strandes gemessen wird. Das war bei den hier zitierten Untersuchungen gegeben. Zu den Messungen am Strand konnten Daten von 9 synchron laufenden Wellenmeßgeräten in tieferem Wasser mit herangezogen werden.



Abb. 3
Aufbau der Stationen
S 1 und S 2 am Strand
von Scharhörn



Abb. 4
Seegangs-Meßstationen
am Strand von Schar-
hörn bei einer leichten
Sturmflut

An Pricken wurden 1970 am Strand in Abständen von 5 Min. jeweils über 1 Min. die sichtbaren Wellen gemessen. Die Messungen umfaßten im einzelnen:

- a) mT an 7 Punkten vor Scharhörn und Neuwerk
- b) mT und m_c sowie Schätzung mL an 2 Punkten vor Scharhörn
- c) Periodenverteilungen an 2 Punkten vor Scharhörn.

In einem Sonderprogramm wurden 1971 Synchronmessungen des Strandseegangs bei Scharhörn mit zwei 20 m auseinanderstehenden Geräten (S 1 und S 2) durchgeführt. Abbildung 3 zeigt den Aufbau der Meßstrecke, Abb. 4 wurde während einer Messung aufgenommen und Abbildung 5 zeigt das Strandprofil in der Meßstrecke.

Die Messungen am Strand vor Scharhörn geben mit den gleichzeitigen Registrierungen an den festen Stationen auf und vor dem Scharhörnriff (Abb. 1) Aufschluß über die

Entwicklung der Wellenperioden in verschiedenen Wassertiefen. Wie bisher zu beobachten, treten mehrere Wellensysteme gleichzeitig im Tiefwasserbereich auf, die kleine mT liefern. Auf dem Brandungswatt brandet nur das Hauptsystem, das hier eine größere mittlere Periode aufweist (3). Nach der Energieumwandlung durch Brandung und Bodenreibung mit extrem hoher Turbulenz im Wasser läuft die im Seegang verbleibende Energie am Strand in sehr gleichmäßigem Rhythmus relativ langperiodischer Wellen aus. Die Perioden dieser Wellen, die nur noch dem bestimmenden der gleichzeitig im Tiefwasser vorhandenen Systeme angehören, sind etwa doppelt so groß wie das Mittel der im Tiefwasserbereich gemessenen Periode des komplexen Seegangsgefüges (2).

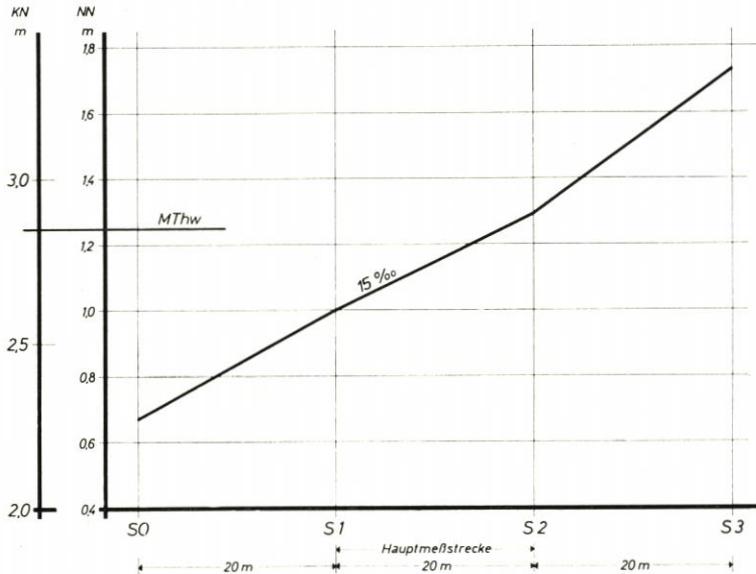


Abb. 5. Strandprofil während der Messungen bei Scharhörn 1971

Die Messungen und Beobachtungen bei Scharhörn während zweier leichter Sturmflutperioden führten zur Bestimmung der Seegangsentwicklung in Abhängigkeit von der Wassertiefe auf Abbildung 6, wobei die Höhen, die Perioden und die Laufgeschwindigkeiten gemessen und die Längen geschätzt wurden.

B. Ergebnisse

Auf Abbildung 6 sind einige Seegangskennwerte in sehr flachem Wasser nach den Strandmessungen zusammengestellt:

Die mittleren Wellenhöhen mH steigen im Mittel etwa proportional zur Wassertiefe mit

$$mH = 0,31 d$$

an. Die höchsten mH erreichen hier, in der zweiten Brandungslinie (Abb. 2), nicht mehr die Höchstwerte, die in der primären Brandungszone mit $mH_{\max} = 0,5 d^{0,6}$ und selbst im brandungsfreien Watt mit $mH_{\max} = 0,375 d^{0,6}$ gemessen wurden. Zum Vergleich wurden die nach KISHI (1) höchstmöglichen Höhen nichtbrechender Wellen angegeben.

Die mittleren Perioden des Strandseegangs liegen nach Abbildung 6 etwa bei $3 \text{ s} \leq mT \leq 6 \text{ s}$ für $d > 0,6 \text{ m}$. In geringeren Wassertiefen liegt mT höher und geht theoretisch für $d \rightarrow 0$ auf $mT \rightarrow \infty$, da bei sehr kleinen Tiefen nicht mehr alle Wellen einen Meßpunkt erreichen. Hierbei gewinnen Brandungstau und Brandungsschwingung an Bedeutung, die bereits mehrfach im Elbmündungsgebiet gemessen wurden, u. a. auch im Oktober 1971 bei Scharhörn. Die Schwingungen haben Perioden um 90 s und Höhen um 10 cm, so daß im seichten Wasser am Strand eine periodische Zu- und Abnahme des Seegangs festzustellen ist, besonders für $d < 0,6 \text{ m}$. (Entsprechend ihrer Schwingungsdauer werden Wellen mit Perioden zwischen 30 s und 5 Min. als Infra-Schwerewellen bezeichnet.)

Obwohl das Verhältnis $\frac{mH}{d}$ beim Strandseegang im Mittel etwa konstant ist, hat sich ein systematischer Unterschied zwischen den Werten an den Stationen S 1 und S 2 vor Scharhörn ergeben. Um Thw liegt das Mittel mit nur geringen Schwankungen bei S 1 um $\frac{mH}{d} = 0,27$ und im 30 cm flacheren Wasser bei S 2 um $\frac{mH}{d} = 0,34$ als Zeichen für die Aufsteilung der Wellen im unmittelbaren Strandbereich (Abb. 5). Diese Tendenz kommt wegen des o. g. Einflusses von d auf mT für $d < 0,6 \text{ m}$ bei der mittleren Wellensteilheit $\frac{mH}{gmT^2}$ nicht zum Ausdruck, wie Abbildung 6 zeigt: Da für $d < 0,6 \text{ m}$ die Perioden sehr groß werden, erhalten wir sehr geringe Steilheiten, die bei $d = 15 \text{ cm}$ praktisch 0 sind. Sie steigen von da an etwa linear mit d und erreichen $\frac{mH}{gmT^2} = 0,002$ bei $d = 1 \text{ m}$ Wassertiefe.

Nach der klassischen Theorie gilt für die Wellenlaufgeschwindigkeit im Flachwasser ($d < \frac{L}{20}$)

$$c = \sqrt{g \cdot d},$$

so daß c allein von d abhängt. Bei aufgestellten (Brandungs-)Wellen hat nach WIEGEL (5) jedoch auch die Wellenhöhe einen Einfluß. Zur Prüfung dieser Beziehung macht der Vergleich der Meßwerte auf Abbildung 6 mit der in Anlehnung an WIEGEL nach den Mittelwerten $mH = f(d)$ bestimmten Kurve

$$mc = \sqrt{g \cdot \left(d + \frac{3}{4}mH\right)}$$

deutlich, daß diese Beziehung tatsächlich im natürlichen Seegang gilt und somit die Möglichkeit besteht, aus den gemessenen Höhen auf die mittlere Laufgeschwindigkeit zu schließen. Ergänzende Untersuchungen in (4) unterstützen diese Aussage.

III. Gebiete gleicher Seegangscharakteristik

A. Repräsentative Seegangs-Parameter

Natürlicher Seegang besteht nicht, wie in Theorien vielfach vereinfachend angenommen wird, aus monochromatischen Wellen. Es handelt sich hier vielmehr um ein stochastisches Phänomen mit Wellen unterschiedlicher Höhen, Perioden, Längen und Laufrichtungen. Bei genauerem Studium stellt sich jedoch heraus, daß die Beschreibung zumindest des küstennahen Seegangs weitgehend vereinfacht und im Grunde genommen auf einen einzigen Parameter, nämlich die mittlere Wellenhöhe mH , zurückgeführt werden kann:

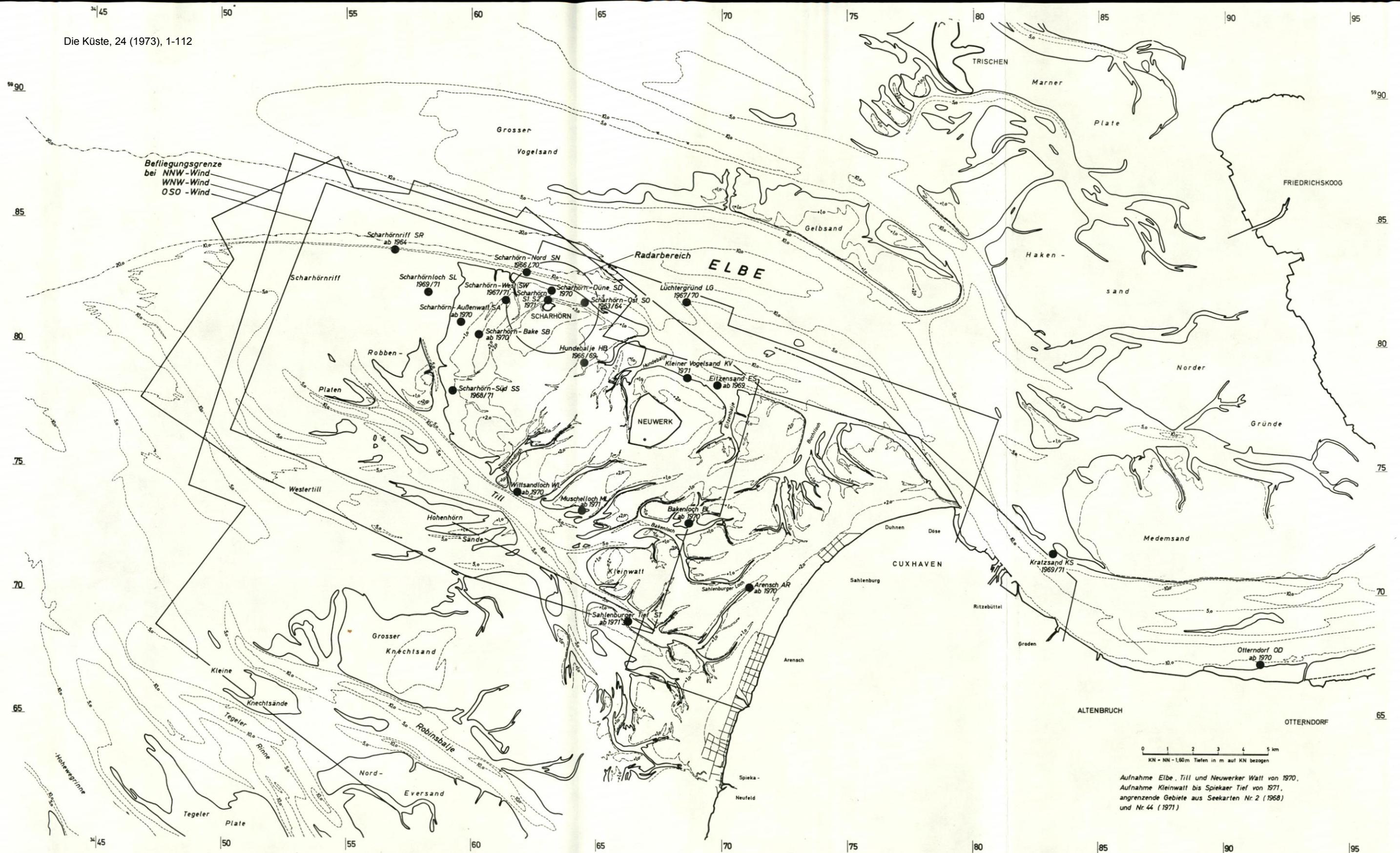


Abb. 1. Seegangsmessungen der FORSCHUNGS- UND VORARBEITENSTELLE NEUWERK im Elbmündungsgebiet von 1963 bis 1971 an festen Stationen, mit Luftbildern und mit Radar

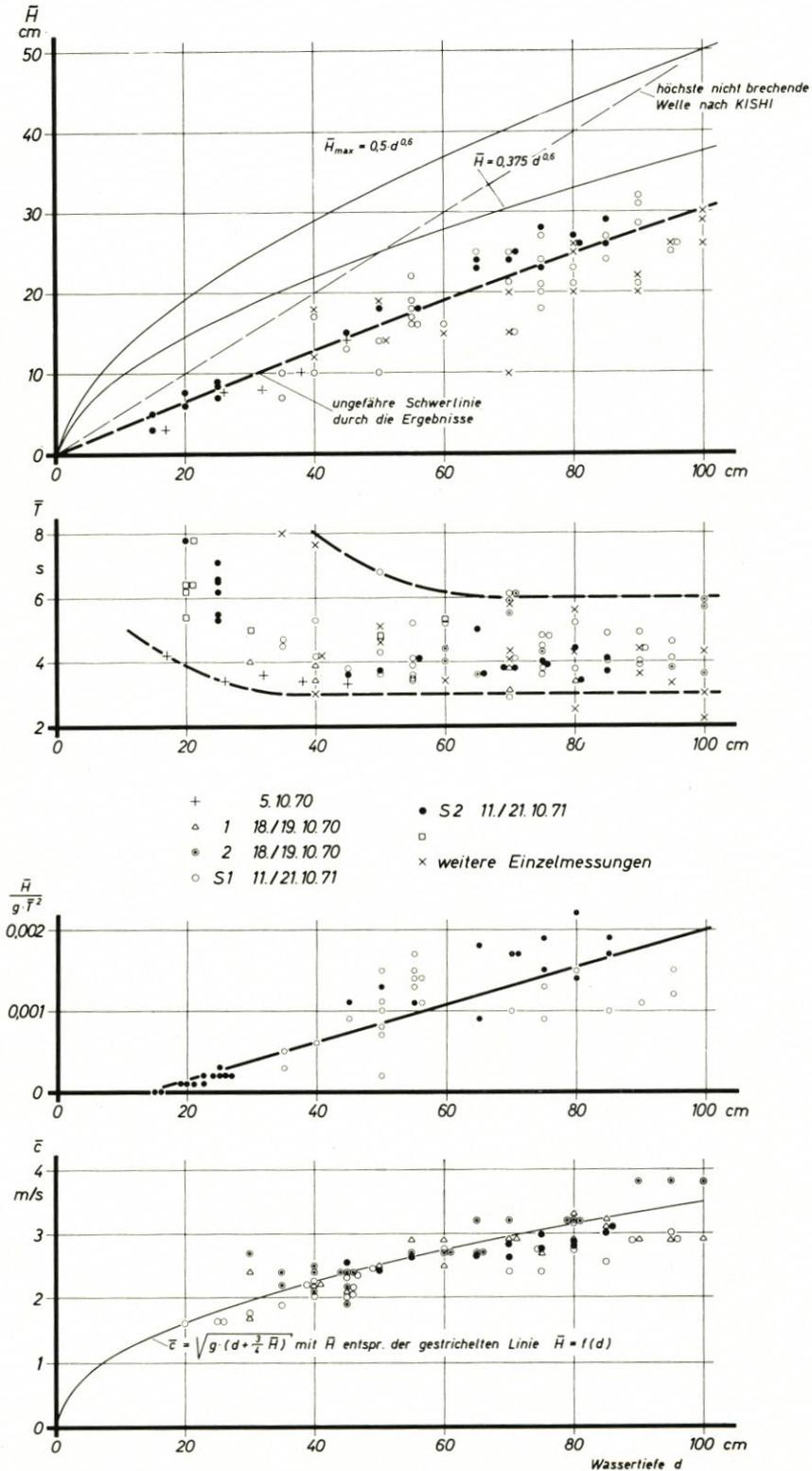


Abb. 6. Entwicklung des Seegangs mit steigender Wassertiefe nach Messungen am Strand von Scharhörn

- a) Die Laufrichtung der Wellen wird dominierend durch die Topographie beeinflusst, so daß Hauptrichtungen weitgehend unabhängig von den Windverhältnissen ermittelt werden können (3).
- b) Wegen des in (3) bestätigten Zusammenhanges zwischen Längen und Perioden mit

$$mL = mT^2$$

im natürlichen Seegang kann ein Parameter entfallen. Aus verschiedenen Gründen (2,4) sei dies mL .

- c) Es besteht kein brauchbarer Zusammenhang zwischen T und H einzelner Wellen. Bildet man jedoch Mittelwerte mT und mH über bestimmte Zeiträume, so ergeben sich je nach Topographie und Seegangscharakter kennzeichnende Beziehungen zwischen mT und mH (2,4). Da es sich beim Seegang um stochastische Zusammenhänge handelt, ist allein dies zu erwarten.

Damit reicht die Bestimmung von mH aus, um bei Kenntnis der Topographie mT , mL und die Laufrichtung zu ermitteln.

B. Zur Wellensteilheit

Allgemein wird die mittlere Wellensteilheit $\frac{mH}{gmT^2}$ gern als dimensionsloser Seegangsparameter verwendet. Nach den Untersuchungen im Elbmündungsgebiet haben sich in der Tat für einzelne Gebiete unterschiedliche, für Wellenhöhen $mH \geq 50$ cm auch etwa konstante mittlere Steilheiten ergeben, die offensichtlich Ausdruck des Seegangscharakters sind. So wird z. B. deutlich, ob es sich um Brandung handelt oder nicht und ob gleichzeitig mehrere Seegangssysteme auftreten oder nicht. Nur kommt in der Größe der Steilheiten die Umwandlung des Seegangs im Flachwasser anders zum Ausdruck, als man zunächst glauben sollte: Da im Brandungsgebiet die Perioden deutlich länger sind als im und vor dem geschützten Watt und da mT als Quadrat im Nenner steht, ist die durch $\frac{mH}{gmT^2}$ ausgedrückte Steilheit in der Brandungszone erheblich geringer als in brandungsfreien Gebieten (4). Die höchsten Werte werden in Wattströmen (Prielmündungen) erreicht, wo gebeugte Wellen in besonders starkem Maße durcheinanderlaufen und somit nur kurze mT auftreten.

Mit dem für natürlichen Seegang geltenden Ansatz $mL = mT^2$ können die Steilheitswerte auch als mittlere Verhältnisse zwischen mH und mL definiert und zur Identifizierung der Seegangscharakteristik herangezogen werden. Dabei wird weitgehend von der Gebietsabgrenzung in (2) ausgegangen, die in (4) weiter verfeinert werden konnte. Es gilt im

Gebiet	$\delta = \frac{mH}{mL}$
tiefere Wasser ($d > 10$ m)	$\delta_T = 0,055$
Wattströme	$\delta_P = 0,060$
brandungsfreies Watt	$\delta_W = 0,050$
Randwatt	$\delta_R = 0,040$
Brandungswatt	$\delta_B = 0,025$

C. Entwicklung topographischer Parameter

Der wichtigste topographische Parameter ist zweifellos die Wassertiefe. Sie kann jedoch in den morphologisch stark gegliederten Wattgebieten nicht ausreichend repräsentativ

sein für die Tiefenverhältnisse auf dem Weg der Wellen bis an den betrachteten Punkt und kann damit auch über die Auswirkungen auf den Seegang und dessen daraus resultierende Seegangscharakteristik nur wenig aussagen. Als einfacher Ergänzungsparameter bietet sich die Entfernung zum (für die hier vorherrschenden Wellengrößen) „tiefen“ Wasser an, die aus Wattkarten etwa in Wellenlaufrichtung zu entnehmen ist. Sie liefert einen Anhalt über die Strecke, auf der der Seegang Grundberührung hatte. Gewählt wurde als „tiefe“ Ausgangswassertiefe die Linie 10 m unter Kartennull (KN).

Da auch dieser Parameter noch nicht ausreichend den Seegangscharakter erfaßt, wurde schließlich die mittlere Steilheit δ hinzugenommen. Bei der (ohne vorliegende Messungen notwendigen) Wahl von δ (s. o.) bleibt natürlich ein Ermessensspielraum. Nach Analysen in (4) kann der mögliche Fehler bei sinnvoller Anwendung jedoch nicht über $\pm 10\%$ betragen.

Damit bieten sich als topographische Parameter an:

1. die Wassertiefe d in Metern
2. die Entfernung s vom tiefen Wasser (10 m KN) in Kilometern
3. die mittlere Wellensteilheit $\delta = \frac{mH}{mL}$

IV. Seegang als Funktion der Topographie

A. Höchstmögliche mittlere Wellenhöhen

Nach der Reduktion der Seegangsparameter auf die mittlere Wellenhöhe ist es ein erster Schritt, diesen Parameter in Abhängigkeit von der Topographie zu bestimmen. Aus statistischen und auch bautechnischen Überlegungen wird hierbei stets die höchstmögliche mittlere Wellenhöhe mH_{\max} betrachtet, also die obere Einhüllende der Kurven $mH = f(d, s, \delta)$. Somit wurde eine Funktion

$$mH_{\max} = f(d, s, \delta)$$

erarbeitet. Höchstwertbestimmungen von rd. 15 000 Registrierungen an 27 Stationen ergaben folgende Zusammenhänge:

1. Um rationale Randwerte zu erhalten, wird statt d die „Ersatzwassertiefe“

$$d^* = d + 1 \text{ in Metern}$$

verwendet.

2. Die mittlere Wellensteilheit beeinflusst die Wellenhöhe mit

$$mH(\delta) = \frac{1}{1 - \frac{\delta_0 - \delta}{3\delta_0}}$$

wobei als Ausgangsteilheit der Mittelwert für brandungsfreies Watt mit

$$\delta_W = 0,05 = \delta_0$$

gewählt wurde (4).

Die in einem schmalen Datenband liegenden Werte

$$\frac{mH_{\max}}{s} \left(1 - \frac{\delta_0 - \delta}{3\delta_0}\right)$$

auf Abbildung 7 werden nach oben durch eine Funktion der Form

$$y = A \cdot x^B + C \ln x$$

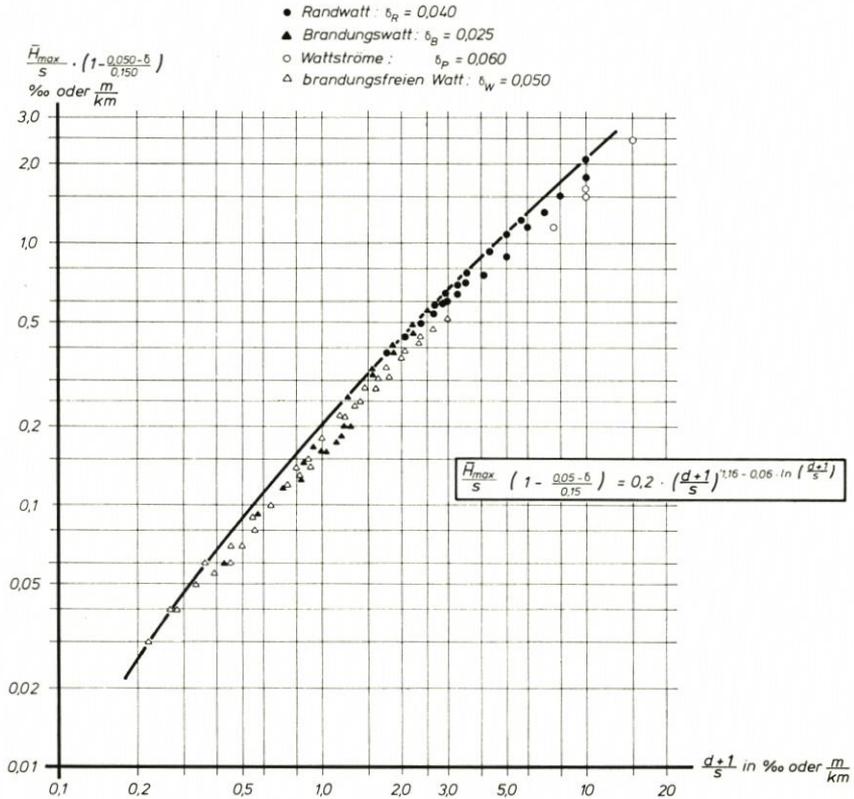


Abb. 7. Bestimmung der höchstmöglichen mittleren Wellenhöhen mH_{max} nach Naturmessungen in Abhängigkeit von der Wassertiefe d , der Entfernung s vom tiefen Wasser und der Wellensteilheit δ

begrenzt (4). Das führt zu dem Ansatz für die höchstmöglichen mittleren Wellenhöhen im Flachwasser in Abhängigkeit von der Topographie:

$$\frac{mH_{max}}{s} \left(1 - \frac{0,05 - \delta}{0,15}\right) = 0,2 \cdot \left(\frac{d+1}{s}\right)^{1,16 - 0,06 \ln\left(\frac{d+1}{s}\right)}$$

Mit $d^* = d + 1$ und unter Verwendung der Zahl e kann die Gleichung umgeschrieben werden zu

$$\frac{mH_{max}}{s} = 0,2 \cdot \frac{1}{1 - \frac{0,05 - \delta}{0,15}} \cdot e^{1,16 \ln \frac{d^*}{s} - 0,06 \ln^2 \frac{d^*}{s}}$$

Zur einfacheren Bestimmung der Werte $mH_{max} = f(d, s, \delta)$ ist auf Abbildung 8 mH_{max} über s dargestellt für verschiedene d . Das Bild zeigt ein sehr interessantes Ergebnis: Es ist offensichtlich, daß die Wellenhöhe im Flachwasser nicht stetig mit der Entfernung s vom Tiefwasser abnimmt, sondern daß das Verhältnis $\frac{mH}{d}$ in einem bestimmten Abstand vom Tiefwasser ein Maximum erreicht, dessen Größe und Lage allein von der Wassertiefe abhängt: Mit zunehmender Wassertiefe verschiebt sich das Maximum küstenwärts. Die Lage dieses Maximums ist ein wesentlicher Hinweis auf die Energieumwandlung beim Laufe der Wellen in flachem Wasser. Grundberührung bewirkt zunächst eine Zunahme der relativen Wellenhöhe bis zu einem Maximum. Von da an führt die Energieumwand-

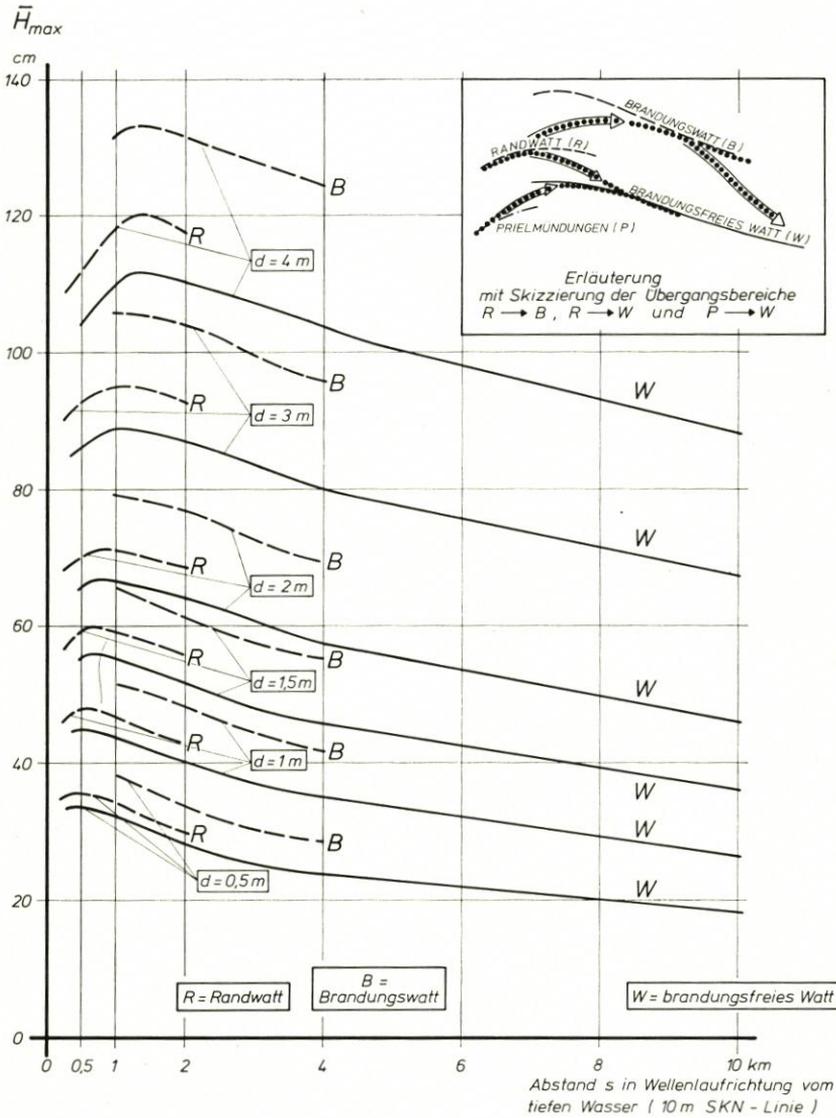


Abb. 8. Höchstmögliche mittlere Wellenhöhen \bar{H}_{max} im Watt in Abhängigkeit von der Wassertiefe d und der Entfernung s vom tiefen Wasser für einzelne Gebiete gleicher Seegangscharakteristik

lung beim Weiterlaufen der Wellen zu einer allmählichen Höhenabnahme. Die Kenntnis der Lage dieses bisher unbekanntes Maximums kann bei Bauwerksplanungen von erheblicher Bedeutung sein, da man versuchen sollte, aus dem Bereich der Maxima herauszubleiben.

B. Höhen- und Periodenverteilungen

Die Untersuchungen im Elbmündungsgebiet führten zu festen Zusammenhängen zwischen der mittleren Wellenhöhe und der Gesamtverteilung

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

wobei φ eine Funktion von $H_{1/3}$ ist und $H_{1/3}$ wiederum vom Seegangsscharakter und von mH abhängig ist (2). Damit kann die gesamte quasimomentane Verteilung der Wellenhöhen bestimmt werden, wenn mH (bzw. mH_{\max}) nach den beschriebenen Gleichungen ermittelt wird. Somit ist

$$p(\eta) = f(d, s, \delta)$$

bestimmbar.

Die quasimomentanen Periodenverteilungen

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

sind bestimmbar, wenn mT und ψ bekannt sind. Der Exponent ψ hängt allein von topographischen Parametern ab (2), während mT über

$$mT = f(mH)$$

für einzelne Gebiete gleicher Seegangsscharakteristik nach (4) ermittelt wird.

So sind bei Kenntnis der mittleren Wellenhöhe mH und unter richtiger Einschätzung der vorherrschenden Seegangsscharakteristik die quasimomentan eintretenden Wellenhöhen und -perioden bestimmbar. Damit ist der küstennahe Seegang in seiner Gesamtheit bekannt.

V. Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit enthält den ergänzten Inhalt des Vortrages, den der Verfasser auf der 13th Coastal Engineering Conference in Vancouver, Canada, hielt*. Er enthält die Problematik der Deutung und Bestimmung repräsentativer Parameter für den küstennahen Seegang. Es wird nachgewiesen, daß das gesamte Seegangsgeschehen durch die mittlere Wellenhöhe mH repräsentiert werden kann. Zu deren Bestimmung sind Umgebungsparameter erforderlich, die den Einfluß des topographisch stark gegliederten Küstenvorfeldes erfassen. Die höchstmögliche mittlere Wellenhöhe mH_{\max} kann als Funktion

der Wassertiefe d ,
der Entfernung s zum tiefen Wasser und
der mittleren Wellensteilheit δ

bestimmt und als Grundlage bei Bauwerksbemessungen verwendet werden.

VI. Schriftenverzeichnis

1. KISHI, T.: The Possible Highest Gravity Waves in Shallow Water. Coastal Eng. in Japan, Jap. Soc. of Civil Eng., Tokyo 1959.
2. SIEFERT, W.: Die Seegangsverhältnisse im Elbmündungsgebiet (Untersuchungen 1963 bis 1970). Hamburger Küstenforschung, Heft 18, 1971.
3. SIEFERT, W.: Über Formen, Längen und Fortschrittsrichtungen von Wellen in küstennahen Flachwassergebieten. Hamburger Küstenforschung, Heft 24, 1972.
4. SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig (in Vorbereitung).
5. WIEGEL, R. L.: Oceanographical Engineering. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1964.

*) Veröffentlicht als „Shallow Water Wave Characteristics“ in: Proceedings of the 13th Coastal Eng. Conf., Vol. 1, ASCE, New York 1973.

Messung von Stromprofilen in Flachwasserwellen

Von G. Krause

Summary

A drag force current meter for measuring two components of orbital velocities of shallow water waves is described. Its main part is a sensor of net form, causing the drag coefficient to be independent of the Reynolds number over a large range and inertial effects to be neglected. First results of measurements of current velocity profiles of waves of small amplitude on a sloping beach are reported, showing the influence of the mass transport velocity.

Strömungsprofile können als empfindlichster Indikator für die in einer Flüssigkeit wirkenden Kräfte angesehen werden. Ihrer Messung kommt deshalb große Bedeutung zu, und sie wird sowohl bei Laborexperimenten als auch bei Untersuchungen im Feld stets angestrebt. Dennoch sind die wesentlichen Merkmale von Oberflächenwellen fast ausschließlich durch Messung der Wellenhöhe experimentell studiert worden. Diese Tatsache

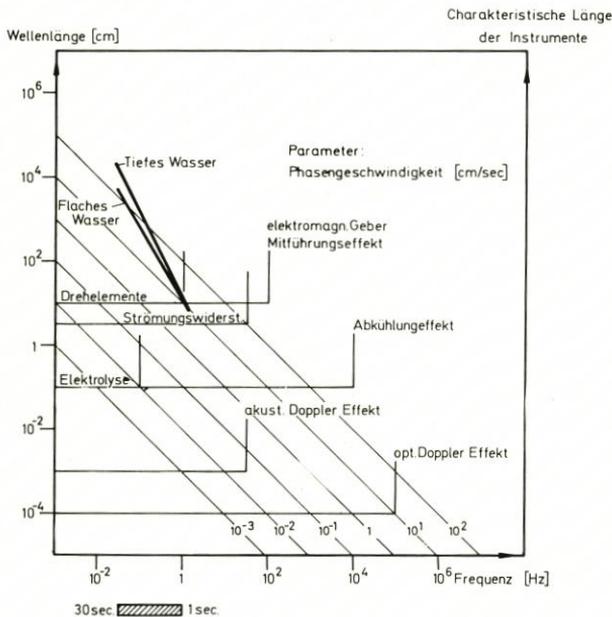


Abb. 1. Dispersionskurven für Schwerwellen und Auflösungsgrenzen der wichtigsten Meßmethoden für Strömungen

läßt sich nur durch die erheblichen technischen Schwierigkeiten erklären, die bei Feldmessungen von oszillierenden Strömungen auftreten. Geschwindigkeitsprofile in Flachwasserwellen sind aus diesem Grund bisher hauptsächlich in Wellenkanälen im Labor gemessen worden.

In den letzten Jahren sind nun, z. B. in Zusammenhang mit Problemen der Sandwanderung im Küstenbereich, zahlreiche Versuche unternommen worden, um Beziehungen zwischen der Orbitalgeschwindigkeit und der von ihr am Boden ausgeübten tangentialen

Schubspannung zu finden. Dieser Problemkreis kann jedoch erst dann als gelöst gelten, wenn theoretische Voraussagen und Befunde von Laborexperimenten auch durch Messungen in der Natur bestätigt worden sind. Die Durchführung derartiger Feldmessungen hatten wir uns vor einigen Jahren zur Aufgabe gemacht. Hier soll über die Entwicklung eines Strömungsmeßgerätes und über erste erfolgreiche Messungen von Stromprofilen in Flachwasserwellen berichtet werden.

Die Messung von Stromprofilen erfordert den Einsatz einer größeren Zahl von Meßgeräten. Die einzelnen Sensoren müssen also nicht nur den rauen Bedingungen im Küstenvorfeld standhalten, sondern auch in größerer Stückzahl im Rahmen vorgegebener

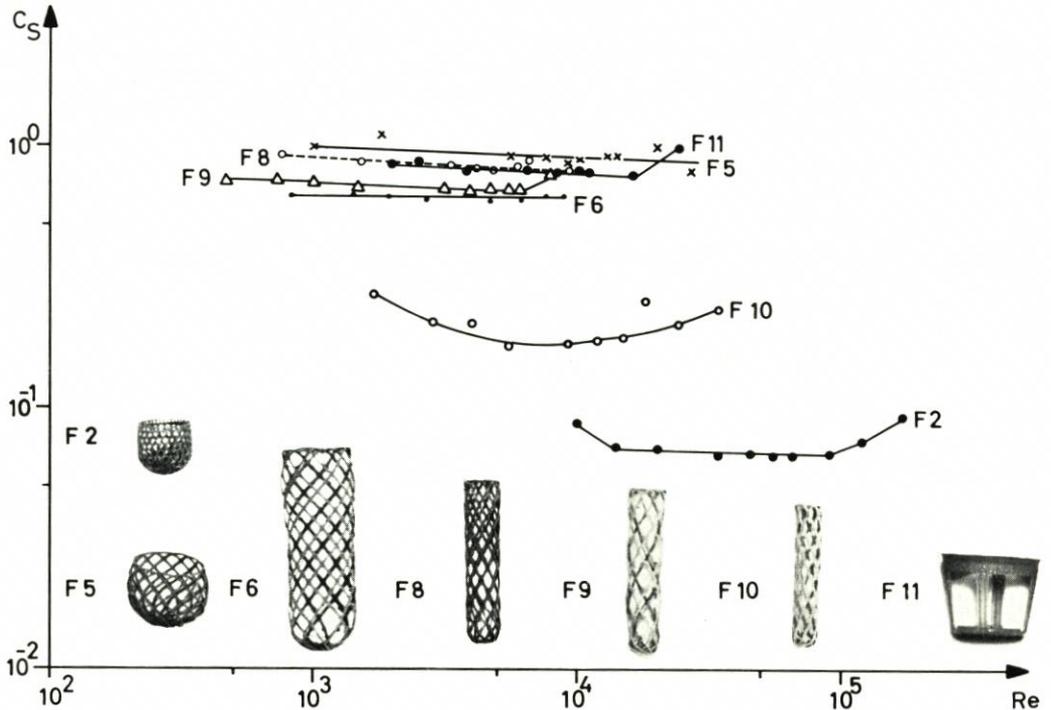


Abb. 2. Widerstandsbeiwerte als Funktion der Reynoldszahl für verschiedene Meßkörper

Geldmittel herstellbar sein. Der Frage, welches Meßprinzip benutzt werden soll, kommt deshalb grundlegende Bedeutung zu, und sie rechtfertigt auch den Aufwand für eine Studie der physikalischen und technischen Grenzen der überhaupt möglichen Prinzipien der Strömungsmessung. Eine derartige Studie wurde durchgeführt. Abbildung 1 zeigt eine Übersicht über die Ergebnisse bezüglich des Betrages des Strömungsvektors in einem Frequenz-Wellenlängen-Diagramm. In der Abbildung sind zwei Dispersionskurven dargestellt, eine für Oberflächenwellen auf tiefem Wasser und eine für einen speziellen Fall von Flachwasserwellen. Zu den kürzesten Perioden gehören danach Wellenlängen in der Größenordnung von 10 cm. Nach diesen Gegebenheiten sind das räumliche und zeitliche Auflösungsvermögen eines zu entwickelnden Strömungsmeßgerätes zu richten. Außerdem erfordert die Aufgabenstellung Strömungsmessungen in unmittelbarer Bodennähe, so daß auch aus diesem Grunde ein möglichst kleines Meßgerät gefunden werden muß.

In Abbildung 1 sind ferner die teils physikalisch, teils technisch bedingten räumlichen und zeitlichen Auflösungsgrenzen der wichtigsten Meßmethoden für den Betrag eines

Strömungsvektors eingezeichnet. Danach ist die Methode der Messung des Strömungswiderstandes auf einen festen Körper dem vorliegenden Problem optimal angepaßt, da beide Auflösungsgrenzen die Dispersionskurven gerade umschließen. Man kann aus diesem Diagramm ferner leicht ablesen, daß z. B. auch elektromagnetische Strömungsmesser für dieses Problem brauchbar wären. Die zeitliche Auflösung dieses Effektes ist jedoch, gemessen an der räumlichen Grenze, in bezug auf die Orbitalstrommessung etwa eine Zehnerpotenz zu groß, so daß es bei Profilmessungen nicht sinnvoll ist, diese teuren Geräte einzusetzen.

Weitere Auswahlkriterien für ein Meßprinzip aus der Vielzahl der möglichen Methoden ergeben sich beim Problem der Richtungsmessung in Orbitalströmungen. Es läßt sich leicht zeigen, daß nur die Komponentenmessung des Strömungsvektors zu brauchbaren Ergebnissen führen kann. Auch hier bietet sich wieder die Ausnutzung des Strömungswiderstandes an, da dem Sensor die Form eines Rotationskörpers gegeben werden kann und eine Kraft leicht in Komponentenform zu messen ist. Aus diesen Gründen ist der Strömungswiderstand schon wiederholt bei Orbitalstrommessungen benutzt worden.

Die entscheidende Schwierigkeit bei Ausnutzung dieses Prinzips besteht darin, einen geeigneten Meßkörper zu finden. In einer zeitlich veränderlichen Strömung beträgt die Kraft K auf einem Körper

$$K = \frac{1}{2} c_s (Re) \zeta F |V|V + c_{Dy} (Re, S) \zeta Q \frac{dV}{dt}$$

Dabei ist

$c_s (Re)$	statischer Widerstandsbeiwert als Funktion der Reynoldszahl
ζ	Dichte der Flüssigkeit
F	Fläche des Körpers senkrecht zur Strömungsrichtung
V	Strömungsgeschwindigkeit
c_{Dy}	dynamischer Widerstandsbeiwert als Funktion von Reynolds- und Strouhalzahl
ζQ	vom Körper verdrängte Wassermasse
t	Zeit

Aus dieser Beziehung sieht man, daß für Meßzwecke nur Körper in Frage kommen, bei denen $c_s(Re)$ konstant ist und die außerdem die Eigenschaft besitzen, daß der zweite Term in der Gleichung stets sehr klein gegen den ersten bleibt. Beide Forderungen lassen sich mit netzförmigen Meßkörpern (siehe Abb. 2) erfüllen. Als günstigste Form erwies sich die des Körpers F5 mit einem Durchmesser von 3 cm und einer Höhe von 2 cm. Sein Widerstandsbeiwert ist relativ groß und in einem weiten Bereich unabhängig von der Geschwindigkeit. Da dieser netzförmige Körper außerdem sehr wenig Wasser verdrängt, ist die Größe ζQ sehr klein. Messungen haben ergeben, daß der zweite Term der Gleichung auch unter ungünstigsten Bedingungen höchstens 5 % zur Gesamtkraft beiträgt.

Abbildung 3 zeigt einen Querschnitt durch den entwickelten Strömungsmesser. Ein Federstab wird durch eine am Meßkörper angreifende Kraft in Richtung der Kraft verbogen. Die damit verbundene Lageänderung eines Eisenkerns ändert, je nach Größe und Richtung der Kraft, die Induktivitäten der senkrecht zueinander angeordneten Spulenpaare. Die Induktivitätsänderungen werden mit 2 Trägerfrequenzmeßbrücken gemessen. Am Ausgang dieser Verstärker stehen dann die Kräfte als analoge Gleichspannungen zur Registrierung zur Verfügung.

Abbildung 4 zeigt schließlich, daß der Strömungsmesser ein Kosinusgesetz recht gut erfüllt. In diesem Fall wirkte am oberen Ende des Strommessers eine konstante Kraft, während das Gerät um 360° gedreht wurde. Bei der Abbildung handelt es sich um die direkte Registrierung der Kraftkomponenten auf einem XY-Schreiber.

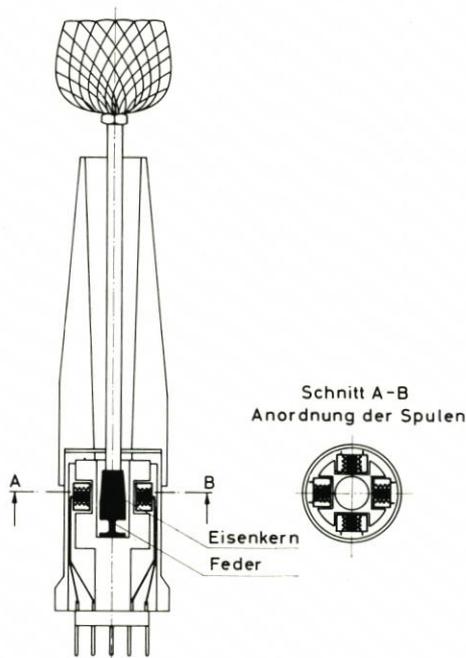


Abb. 3. Querschnitt durch den Strömungsmesser

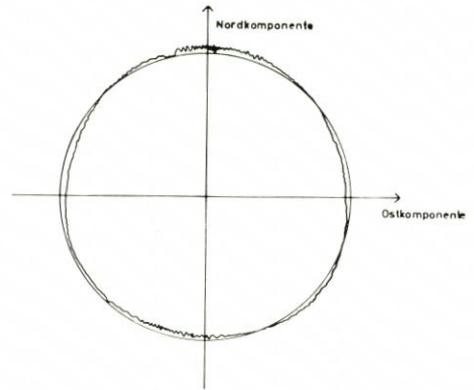
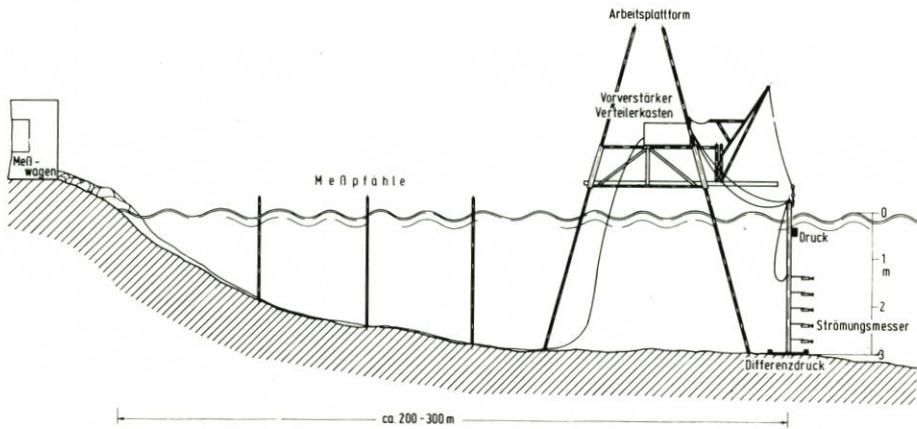


Abb. 4. Registrierung zur Überprüfung des Kosinusetzes



ANORDNUNG ZUR MESSUNG VON ORBITALSTRÖMUNGEN
Eckernförder Bucht 1970

Abb. 5. Versuchsaufbau in Eckernförde

Messungen am fertigen Gerät ergaben einen Meßbereich von 2 cm/sec bis 80 cm/sec bei einer relativen Genauigkeit von 6 %. Die Grenzfrequenz beträgt 15 Hz.

Die ersten Feldmessungen mit 5 der beschriebenen Strömungsmessgeräten dienten dem Vergleich der theoretisch vorausgesagten Stromprofile mit denen, die in Flachwasserwellen in Strandnähe zu beobachten sind.

In Abbildung 5 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt. Die 5 Strömungsmeßgeräte sind vertikal übereinander angeordnet. Als Hilfsgrößen wurden Wellenhöhe, Wasserstand, Druck und Differenzdruck erfaßt. Die Aufzeichnung der Daten erfolgte analog auf Magnetband.

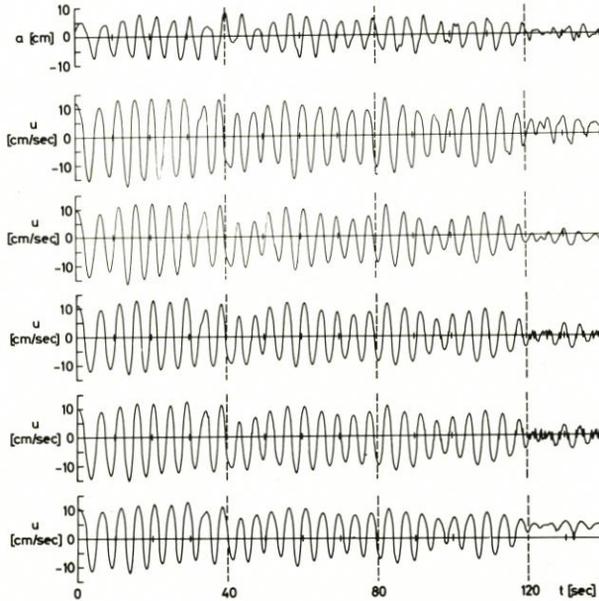


Abb. 6. Verlauf der Wellenhöhe und der Strömungen in 5 verschiedenen Tiefen

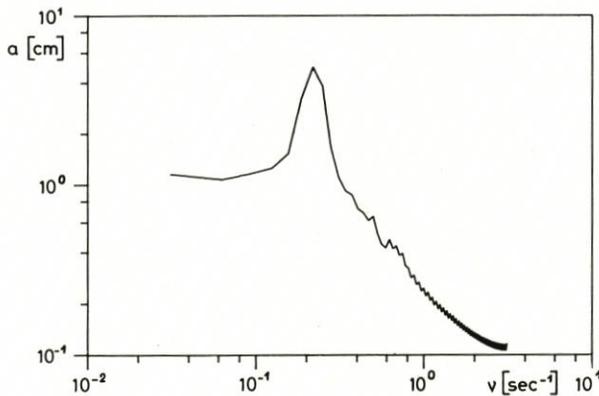


Abb. 7. Amplitudenspektrum der Wellenhöhe

Um den angestrebten Vergleich möglichst zu vereinfachen, wurden in einer ersten Versuchsserie Oberflächenwellen mit Hilfe eines Schiffes künstlich erzeugt. Registriert wurden dabei nur die relativ langen Wellen, die hinter dem Schiff herliefen. Den Zeitablauf der Wellenhöhe und der Strömungen zeigt Abbildung 6, das Amplitudenspektrum der Wellenhöhe ist in Abbildung 7 dargestellt.

Man sieht, daß auf diese Weise nahezu monochromatische Wellen kleiner Amplitude erzeugt werden konnten. Es ergab sich auf einer Wassertiefe von 2,70 m:

Abb. 8
Zwei Beispiele für Stromprofile zur Zeit des maximalen Stromes

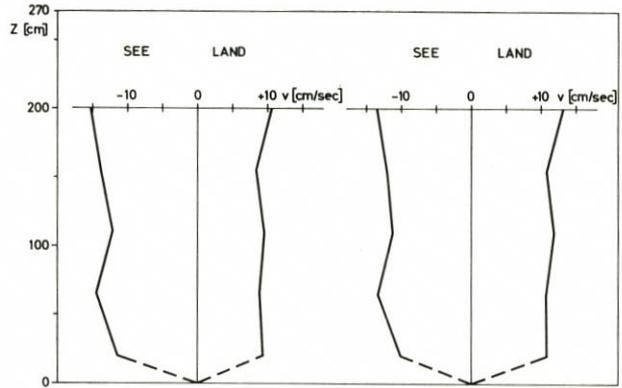


Abb. 9
Zwei Beispiele für Stromprofile zur Zeit der Stromumkehr von Richtung See nach Richtung Land

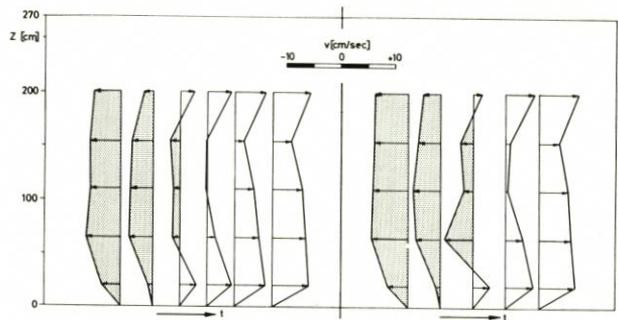


Abb. 10
Zwei Beispiele für Stromprofile zur Zeit der Stromumkehr von Richtung Land nach Richtung See

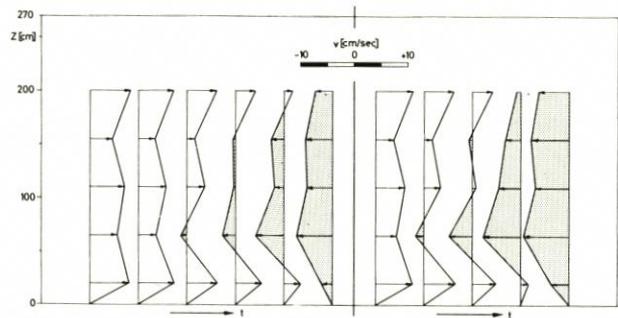
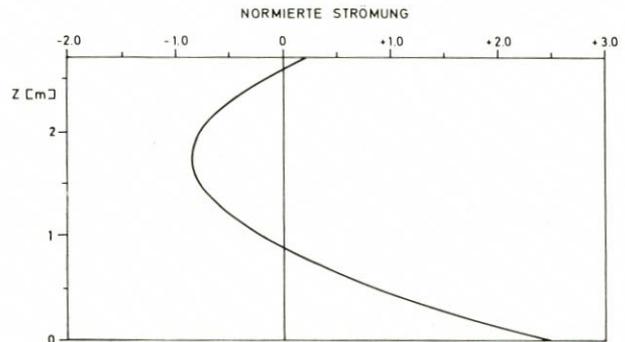


Abb. 11
Stromprofil der Massentransportströmung bei einem begrenzten Kanal konstanter Tiefe



Wellenhöhe:	10 cm	Wellenlänge:	21 m
Wellenperiode:	4,5 sec	Phasengeschwindigkeit:	4,7 m/sec
Tiefe/Wellenlänge:	0,12		

Nach dem von J. I. COLLINS (1963) angegebenen Kriterium für den Übergang einer laminaren in eine turbulente Bodengrenzschicht sind mit den angegebenen Daten die Verhältnisse des laminaren Falls zu erwarten. Die Stromprofile zur Zeit des maximalen Stroms (Abb. 8) zeigen, daß der unterste Strommesser (20 cm über dem Boden) sich nicht in einer Grenzschicht befunden hat. Aussagen über die Bodenreibung lassen sich aus diesen Messungen also nicht gewinnen.

In der Nähe der Nulldurchgänge zeigen die Stromprofile dagegen ein überraschendes Verhalten. Abbildung 9 zeigt eine Folge von Profilen im zeitlichen Abstand von 0,16 sec in der Umgebung zweier Nulldurchgänge für den Fall, daß die Strömung von Richtung See nach Richtung Land umkehrt.

Man erkennt, daß sich der Richtungswechsel zuerst in Bodennähe und auch beim obersten Strommesser bemerkbar macht. Beim Richtungswechsel Land—→See (Abb. 10) ist es jedoch umgekehrt, die Strömung in Bodennähe und beim obersten Strommesser reagiert verspätet auf die Stromumkehr.

Dieses Verhalten der Stromprofile kann durch den Einfluß einer Massentransportströmung erklärt werden. Die Kontinuitätsgleichung fordert, daß durch jeden Querschnitt senkrecht zur Ausbreitungsrichtung der Wellen im zeitlichen Mittel die gleiche Wassermasse hindurchfließen muß. Bei geneigtem Boden bedeutet das eine Vergrößerung der Wellenamplitude zum Strand hin und damit ein Ansteigen des mittleren Wasserspiegels, was eine konstante Ausgleichsströmung zur Folge haben muß.

In Abbildung 11 ist das normierte Stromprofil der Massentransportströmung dargestellt, wie es sich aus der Theorie von M. S. LONGUET-HIGGINS (1953) für einen einseitig begrenzten Kanal konstanter Tiefe berechnen läßt. Dieser Fall liegt hier zwar nicht vor, nach Tankexperimenten von R. C. RUSSEL und J. D. C. OSORIO (1958) ist aber bekannt, daß diese Form des Stromprofils auch auf geneigten Hängen beobachtet wird. In unserem Fall war die Stromgeschwindigkeit der Ausgleichsströmung 10mal größer als der theoretische Wert für den begrenzten Kanal konstanter Tiefe.

Überlagert man dem Stromprofil in Abbildung 11 das Profil einer sinusförmigen Flachwasserwelle, so zeigt die resultierende Stromverteilung genau den beobachteten Verlauf. Mit der geschilderten Meßanordnung sind außerdem zahlreiche Messungen in natürlichem Seegang durchgeführt worden, deren Auswertung noch nicht abgeschlossen ist.

Schriftenverzeichnis

- COLLINS, J. I.: Inception of Turbulence at the Bed under Periodic Gravity Waves. *J. Geophys. Res.* 68, No. 21, 1963.
- LONGUET-HIGGINS, M. S.: Mass Transport in Water Waves. *Phil. Trans. Roy. Soc. London*, Vol. 245, pp. 535-581, 1953.
- RUSSEL, R. C. H., and OSORIO, J. D. C.: An experimental investigation of drift profiles in a closed channel. *Sixth Conf. on Coastal Eng.*, pp. 171-193, 1958.

Reproduktion physikalischer Prozesse in Küstengebieten

Von Hans-Gerhard Ramming

Zusammenfassung

Physikalische Prozesse im Ozean sowie in Rand- und Nebenmeeren sind von besonderem Interesse für die Ozeanographie und die verwandten Wissenschaften, während die Kenntnis und das Verständnis dieser Vorgänge in Küstengebieten, Ästuarien und Gezeitenflüssen außerdem für das Küsteningenieurwesen von besonderer praktischer Bedeutung sind. Messungen und Beobachtungen allein reichen nicht aus, um einen umfassenden Einblick in diese Prozesse zu bekommen sowie die örtlichen und zeitlichen Veränderungen zu verstehen und zu erklären. Hydrodynamisch-numerische Untersuchungen können einen wesentlichen Beitrag hierzu leisten.

In diesem Aufsatz werde ich mich auf einige Beispiele numerischer Reproduktion physikalischer Prozesse in Flachwassergebieten beschränken:

- 1) Dynamische Prozesse, verursacht durch Gezeiten und Wind
- 2) Horizontale Ausbreitung suspendierter Stoffe.

Zum Schluß wird ein kombiniertes Randmeermodell mit einem schrittweise verfeinerten Gitternetz vorgestellt.

Summary

Physical processes in the ocean, adjacent and marginal seas are mainly of special interest for oceanography and related sciences, whilst the knowledge and the understanding of these processes in coastal areas, estuaries and tidal rivers is also of significant practical importance for coastal engineers. Just measurements and observations are not sufficient to obtain a comprehensive insight into these processes and to explain and to understand the spatial and temporal states and their variations. Hydrodynamical-numerical investigations are delivering a considerable assistance.

Within this paper my remarks will be restricted to some examples of the numerical reproduction of physical processes in shallow-water areas:

- 1) Dynamics depending on tides and wind
- 2) Horizontal dispersion of suspended matter.

In concluding this paper I shall mention a special coastal model with a permanent refined grid-net, which is a part of the well-known North-Sea-model.

Unter Verwendung der hydrodynamischen Differentialgleichungen:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{ru}{h + \zeta} \sqrt{u^2 + v^2} - fv + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{rv}{h + \zeta} \sqrt{u^2 + v^2} + fu + v \frac{\partial v}{\partial y} + u \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} ([h + \zeta] u) + \frac{\partial}{\partial y} ([h + \zeta] v) &= 0\end{aligned}$$

mit x, y	Raumkoordinaten
t	Zeitkoordinate
h + ζ	aktuelle Wassertiefe
f	Coriolisparameter
g	Schwerebeschleunigung
r	konstanter Reibungsfaktor
u	Geschwindigkeitskomponente in x-Richtung
v	Geschwindigkeitskomponente in y-Richtung

umgeformt in Differenzgleichungen, haben hydrodynamisch-numerische Modelle in den vergangenen Jahren beachtliche Beiträge zur Beschreibung physikalischer Prozesse sowohl im Weltmeer als auch in den Küstengebieten geleistet. Die numerische Behandlung der hydrodynamischen Gleichungen läßt die Berücksichtigung der natürlichen Bedingungen wie Tiefenverteilung, Randbedingungen und, falls erforderlich, meteorologische Daten sowie die Dichteverteilung zu. In vielen Fällen dieser Untersuchungen war die quantitative Reproduktion der Gezeiten und Sturmfluten erfolgreich. Es konnte eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und numerisch ermittelten Resultaten erzielt werden. In diesem Zusammenhang wird auf eine detaillierte Darstellung der Methode verzichtet und auf die einschlägige Literatur verwiesen (HANSEN 1954, 1956, 1959, 1962).

Analytische Lösungen der Differentialgleichungen in geschlossener Form existieren nur in einfachen Fällen. Es besteht daher nur die Möglichkeit, durch Vergleich mit den Beobachtungen die numerischen Ergebnisse zu verifizieren. Stimmen die numerischen Ergebnisse mit den Beobachtungen weitgehend überein, so können weitere Aussagen über die physikalischen Prozesse in der Natur aus dem numerischen Modell gewonnen bzw. hergeleitet werden. Es soll in diesem Zusammenhang nur angedeutet werden, daß die Ergebnisse eines numerischen Modelles Hinweis darauf geben, in welchen Gebieten und an welchen Stationen Messungen zum weiteren Verständnis der Vorgänge erforderlich sind bzw. wo weitere Informationen an Messungen entbehrlich sind. Hydrodynamisch-numerische Modelle können zur gezielten Forschung einen wesentlichen Beitrag leisten. Dieser Hinweis gilt sowohl für die Ozeanographie im allgemeinen als auch für die Küstenozeanographie im besonderen.

Die Bewegungsvorgänge in Flachwassergebieten, Gezeitenästuarien und in den Watten sind sehr kompliziert. Der zeitliche Verlauf der Wasserstände ist im wesentlichen nichtharmonisch. Tiefenverteilung und Küstengestalt sowie die nichtlineare Wechselwirkung am Boden und an der Oberfläche sind von großem Einfluß auf die physikalischen Prozesse. Sände, Watten- und Küstengebiete fallen in Abhängigkeit von ihrer Höhenlage für eine begrenzte Zeit während einer Gezeitenperiode trocken.

Infolge der Berücksichtigung der aktuellen Wassertiefe in der Kontinuitätsgleichung und des quadratischen Reibungsansatzes sowie der konvektiven Terme in den Bewegungsgleichungen werden die Differentialgleichungen nichtlinear. Die Reibung hängt direkt von der Geschwindigkeit und der zeitlich veränderlichen Wassertiefe ab. Diese nichtlinearen Terme in den vertikal integrierten Gleichungen werden in die numerische Behandlung einbezogen. Diese Tatsache ist für die Reproduktion von Bewegungsvorgängen in Flachwassergebieten sehr bemerkenswert, da Tidenhub und Tiefe gleicher Größenordnung sein können.

Die nichtlinearen Terme sind eine der Ursachen für den nichtharmonischen zeitlichen Verlauf der Wasserstandskurven. Ein besonderer Fortschritt hinsichtlich der numerischen Behandlung ist die Einbeziehung der Bodentopographie und der Küstengestalt in das Modell. Die Genauigkeit der Approximation der Morphologie und der Küstengestalt ist nur abhängig von einem hinreichend engmaschigen Gitternetz. Hierfür wird am Schluß dieser Abhandlung noch ein Beispiel gegeben werden.

Im Zusammenhang mit der Anwendung numerischer Modelle auf Flachwassergebiete besteht das Problem, die Bewegungsprozesse einschließlich der Überflutung der Watten und Sände zu reproduzieren. Es ist daher notwendig, alle physikalisch möglichen Fälle dieses Bewegungsprozesses zu berücksichtigen. In Abhängigkeit von der morphologischen Gestalt des Bodens wird zu bestimmten Zeitpunkten in einigen Gitterpunkten des Modells die aktuelle Wassertiefe gleich Null sein. Zu jedem Zeitschritt ist daher die Umgebung

eines jeden Gitterpunktes in bezug auf die aktuelle Wassertiefe ($h + \zeta$), die Bodentopographie h und die bodentopographisch mögliche Transportrichtung zu prüfen.

Die oben erwähnten Prüfungen und die Erfassung der verschiedenen möglichen Situationen sind als ein umfangreiches Abfragesystem für den Rechner formuliert.

Bevor jedoch dieses System in einem Wattenmodell angewendet wird, ist seine Genauigkeit in einfachen Modellen, die einen Vergleich zwischen numerischen und analytischen Modellen erlauben, zu prüfen. Wenn hierbei Übereinstimmung im stationären Zustand erzielt wird, darf vermutet werden, daß die numerische Behandlung der Differentialgleichungen die unbekanntenen nichtstationären Ergebnisse hinreichend vom Rechnungsbeginn bis zum stationären Zustand approximiert.

Ein abgeschlossenes rechteckiges Becken wurde mit einem gleichabständigen, engmaschigen Gitternetz überdeckt. In verschiedenen Modellen mit konstanten Tiefen von 0,5 m, 0,4 m bis 0,1 m wurde eine Windgeschwindigkeit von 5 m/sec und 10 m/sec in x -Richtung (Westwind) angesetzt. Im stationären Zustand verschwinden die Transporte, und die vertikal integrierten Geschwindigkeiten werden Null.

Abbildung 1 zeigt die Gestalt der Meeresoberfläche unter Wirkung eines homogenen konstanten Windes sowie den Vergleich zwischen der analytischen Lösung und dem numerischen Ergebnis. L_0 gibt den trockengefallenen Bereich des Beckens an. Die Übereinstimmung sowohl in der Gestalt der Wasseroberfläche als auch in L_0 ist bemerkenswert und wichtig für weitere Untersuchungen.

Auf Grund dieser Ergebnisse wurden die nichtstationären Bewegungsvorgänge in einem natürlichen Flachwassergebiet mit einer sehr verwickelten morphologischen Struktur hydrodynamisch-numerisch behandelt.

Der Ausschnitt einer Seekarte der Außenelbe mit dem Gebiet des Neuwerker Watts ist in Abbildung 2 dargestellt. Diese Abbildung zeigt außerdem das bei den folgenden Untersuchungen verwendete Gitternetz. Der Gitterpunktabstand beträgt 670 m. Der zeitliche Verlauf der vertikalen Änderung der Wasserstände für die Zeit vom 29. September bis zum 3. Oktober 1967, bestimmt durch sieben Pegel am Rand des Gebietes, wurden als Randbedingungen benutzt. Die Lage der Randpunkte und der verwendeten Wasserstandspegel ist ebenfalls aus dem Lageplan ersichtlich. Die Tiefenverteilung in diesem Gebiet ist in der Tat sehr kompliziert und weist Werte von NN - 16,0 m am Rande und z. B. NN + 3,50 m im Innern auf. Die gemessenen Wasserstände in den inneren Punkten A, B, und C lagen vor, jedoch wurden diese Werte nicht für die numerische Behandlung herangezogen.

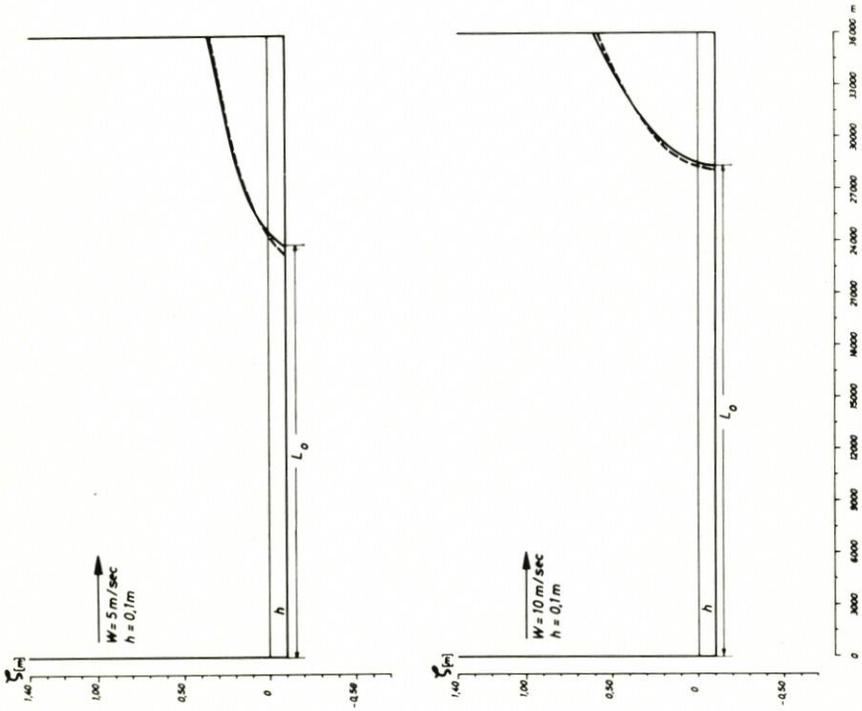
Ein Ergebnis dieser Untersuchungen, nämlich den Vergleich zwischen dem beobachteten und dem numerisch ermittelten zeitlichen Verlauf der Wasserstände in den Punkten A, B und C zeigt Abbildung 3.

Bemerkenswert ist die Wiedergabe der Messungen in den Punkten A und B während der Ebephase sowie die Übereinstimmung der Zeiten, in denen die Pegel keinen Wasserstand anzeigen, weil das Gebiet um den Pegel kein Wasser führte.

Eine Möglichkeit, die hydrodynamisch-numerisch ermittelten Geschwindigkeiten eines Gezeitenflusses zu überprüfen, ist durch die Kubizierung gegeben.

Sind Geometrie, Wasserstände und Oberwasserzufluß bekannt, dann können mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung die mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten angegeben werden. Diese Methode ist auf die Elbe angewandt worden. Abbildung 4 zeigt als Beispiel einen Vergleich der Geschwindigkeiten in den 4 inneren Punkten A, B, C, D der Elbe und die erzielte Übereinstimmung sowohl in den Beträgen als auch in den Kenterzeiten. Hierbei sollte bedacht werden, daß sowohl die Bodentopographie als auch die Horizontal- und

NUMERISCHE
LÖSUNG



ANALYTISCHE
LÖSUNG

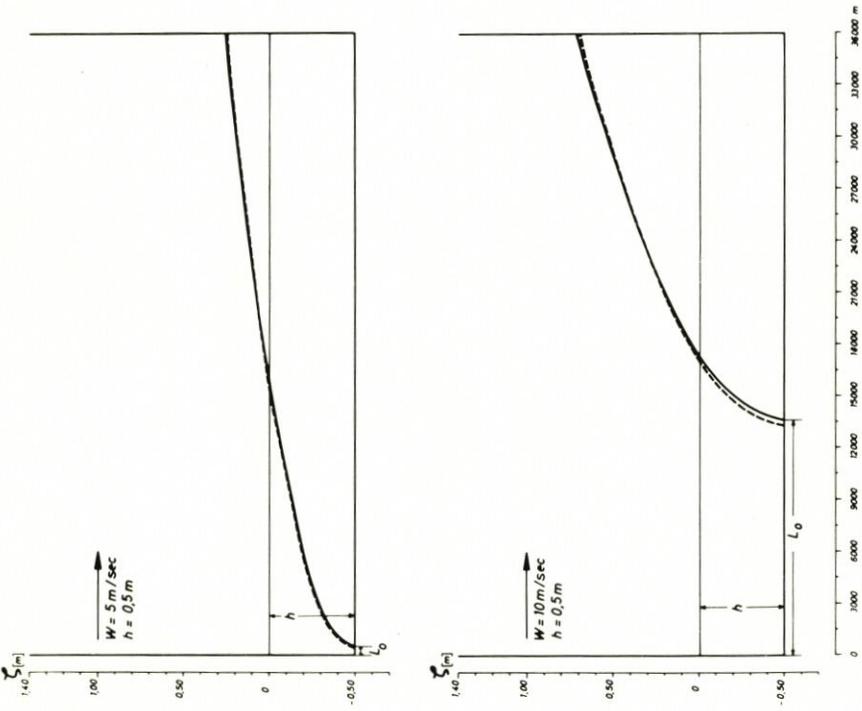


Abb. 1. Gestalt der Meeresoberfläche unter der Wirkung eines konstanten Windes. Vertikalschnitt durch ein Modellbecken

Vertikalverteilung der Geschwindigkeiten der Elbe in der Tat sehr verwickelt sind. Für weitere Untersuchungen besonders in Flachwasser- und morphologisch kompliziert gestalteten Gebieten ist es erforderlich, die Ermittlung der Vertikalverteilung in die Untersuchungen einzubeziehen.

In diesem Zusammenhang wird auf eine Veröffentlichung von SÜNDERMANN (1971) hingewiesen.

Es wurde gezeigt, daß in der Elbe die zeitliche Veränderung der Wasserstands- und Geschwindigkeitsverteilung numerisch ermittelt werden konnte, wobei eine weitgehende Übereinstimmung mit den natürlichen Vorgängen erreicht wurde. Diese Tatsache ist von praktischer Bedeutung, da die Elbe als Schiffahrtsweg genutzt wird. Der Einfluß baulicher Veränderungen im Stromgebiet kann ermittelt und ihre Wirkung durch die Simulation von Prozessen geprüft werden, bevor die baulichen Maßnahmen ausgeführt werden.

Auf der Grundlage dieser Ergebnisse und Kenntnisse ist es möglich, eine weitere praxisbezogene und durchaus aktuelle Fragestellung mit Hilfe numerischer Modelle zu behandeln. Hierfür wird das System der hydrodynamischen Differentialgleichungen ergänzt durch die Transportgleichung

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} + v \frac{\partial S}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(A \frac{\partial S}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(B \frac{\partial S}{\partial y} \right)$$

mit S: Stoffmenge in ‰

A: Austauschkoeffizient in x-Richtung

B: Austauschkoeffizient in y-Richtung

und dann der numerischen Untersuchung zugrunde gelegt. Damit werden weitere sehr komplexe Naturvorgänge der numerischen Behandlung erschlossen und zusätzliche Ausgagemöglichkeiten hinsichtlich des gegenwärtigen Zustandes und möglicher Veränderungen der Umweltbedingungen geschaffen.

Die hier als Schwebstoffe bezeichneten Stoffe haben einheitliche Beschaffenheit und sind Beimengungen des Wassers in einer solchen Konzentration, die die Dichte nicht wesentlich verändert. Der Stoff verbleibt während des dynamischen Prozesses in Suspension. Eine Ablagerung oder Mitnahme von Stoffen, die am Boden lagern, und damit eine – wenn auch geringfügige – Veränderung der Geometrie des Modells als Folge dieser Vorgänge bleibt unberücksichtigt.

Es wird ferner vorausgesetzt, daß der Schwebstoff in den diskreten Punkten gleichmäßig von der Wasseroberfläche bis zum Boden verteilt ist. Analog zu den Geschwindigkeiten, die in den hier verwendeten einschichtigen Modellen als die über die jeweils akute Wassertiefe gemittelten Geschwindigkeiten zu verstehen sind, geben auch die ermittelten Schwebstoffkonzentrationen eine mittlere Verteilung in den Punkten wieder, die für einen durch das Gitternetz fixierten Bereich repräsentativ sind.

An einem Beispiel soll erläutert werden, auf welche Weise ein Transportvorgang untersucht werden kann.

In einem Modell der Elbe werden bei Hamburg über einen zunächst begrenzten Zeitraum in bekannter Konzentration Beimengungen zugeführt, die als Schwebstoffe gleichmäßig von der Wasseroberfläche bis zum Boden verteilt sind und keinerlei Veränderung durch beispielsweise chemische Prozesse erfahren. Der Fließvorgang, d. h. die örtlich unterschiedlichen und zeitlichen veränderlichen Geschwindigkeiten und Wasserstände sowie die verschiedenen Tiefen werden eine Verteilung dieser eingegebenen Schwebstoffe verursachen, die in zeitlich und örtlich unterschiedlichen Konzentrationen zum Ausdruck kommt.



Abb. 2. Die Außenelbe
Kartenausschnitt mit Bodentopographie und Gitternetz

- + Randpunkte
- Pegel

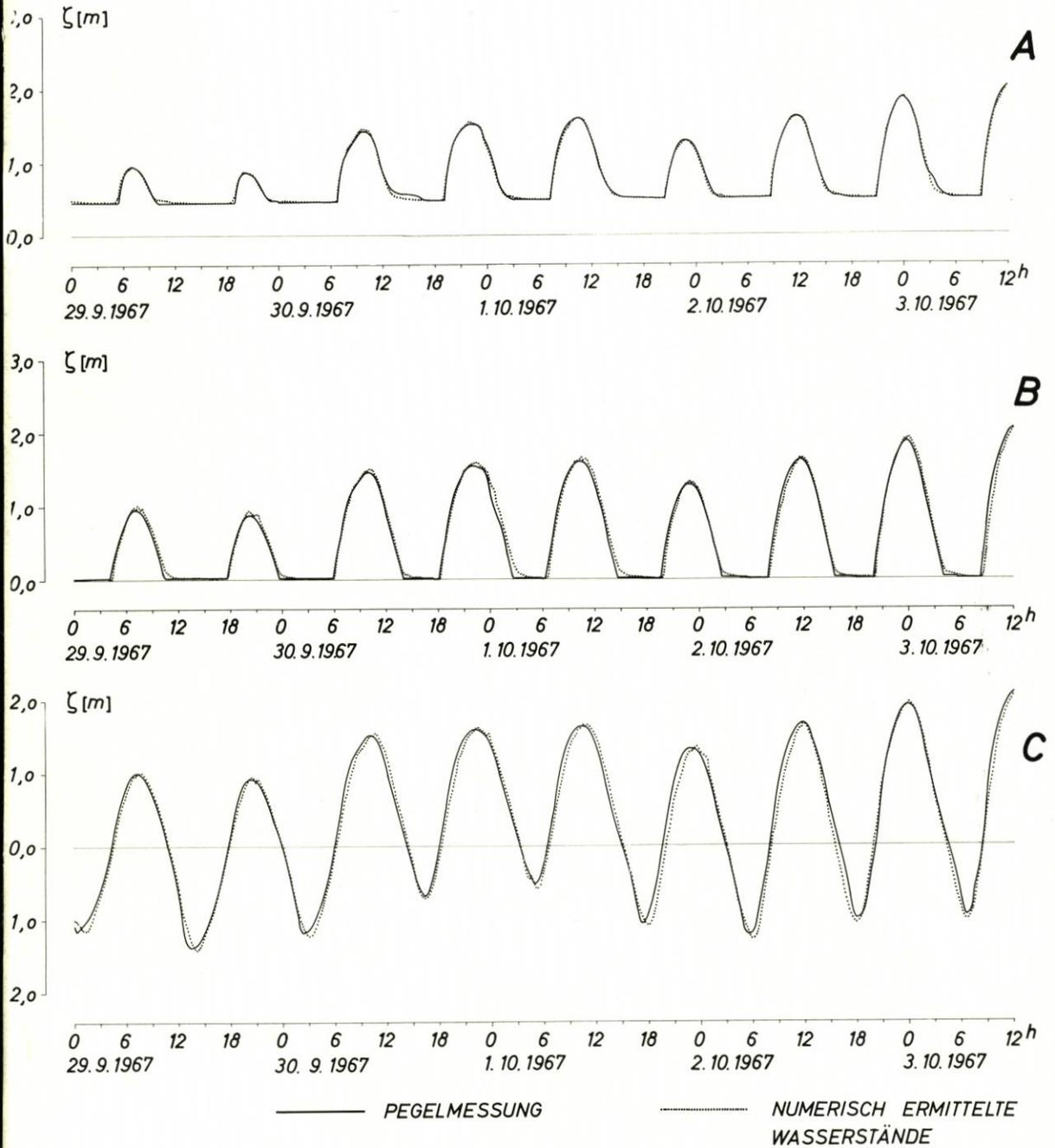


Abb. 3. Wasserstände auf dem Neuerker Watt in den inneren Punkten A, B und C

In der Abbildung 5 ist die dynamisch bedingte Schwebstoffverteilung 48 und 96 Stunden nach dem Zeitpunkt der Eingabe dargestellt. Es ist zu erkennen, daß der Ausbreitungsprozeß generell in Richtung zur Mündung, und zwar in der Fahrrinne schneller als an den Ufern, stattfindet. An den flachen Ufern bilden sich hohe Konzentrationen. Zur Elbmündung hin nimmt die Transportgeschwindigkeit ab. Im Hamburger Elbegebiet sind auch nach 96 Stunden noch relativ hohe Schwebstoffkonzentrationen anzutreffen. Wegen

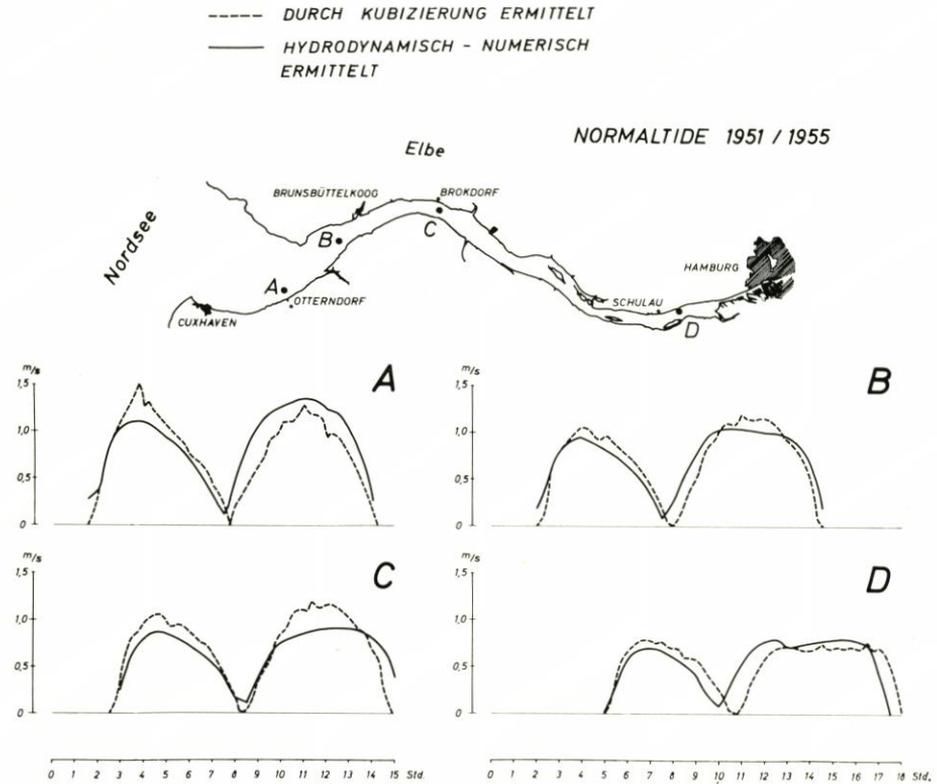


Abb. 4. Die Elbe. Vergleich der Geschwindigkeit an 4 Punkten

des spezifischen örtlichen Geschwindigkeitsverlaufes tritt im Raum Brunsbüttel eine verhältnismäßig lange Verweildauer ein, bis nach etwa 10 Tagen die ersten Beimengungen die Elbmündung erreichen. Diese kurze Beschreibung eines Untersuchungsergebnisses soll einen Hinweis geben auf die Anwendungsmöglichkeiten und die praktische Bedeutung numerischer Methoden.

Besonders den Küstenbauingenieuren und den Hydrobiologen ist die Existenz einer sogenannten Trübungszone in der Elbe im Raume Brunsbüttel bekannt. Das Vorhandensein dieser Zone hoher Konzentration bzw. sehr langer Verweilzeit der Partikel hat viele Ursachen meteorologischer, chemischer und hydrobiologischer Art. Sie ist jedoch wegen der in diesem Gebiet sowohl durch Messungen als auch durch Modelle ermittelten sehr geringen mittleren Geschwindigkeiten einer Gezeitenperiode auch dynamisch bedingt. Bei Wahl geeigneter Randbedingungen für S bei Cuxhaven und geeigneter Quellfunktionen im Unterlauf der Elbe ist es möglich, diese sogenannte Trübungszone, soweit sie dynamisch bedingt ist, in einem Modell zu reproduzieren.

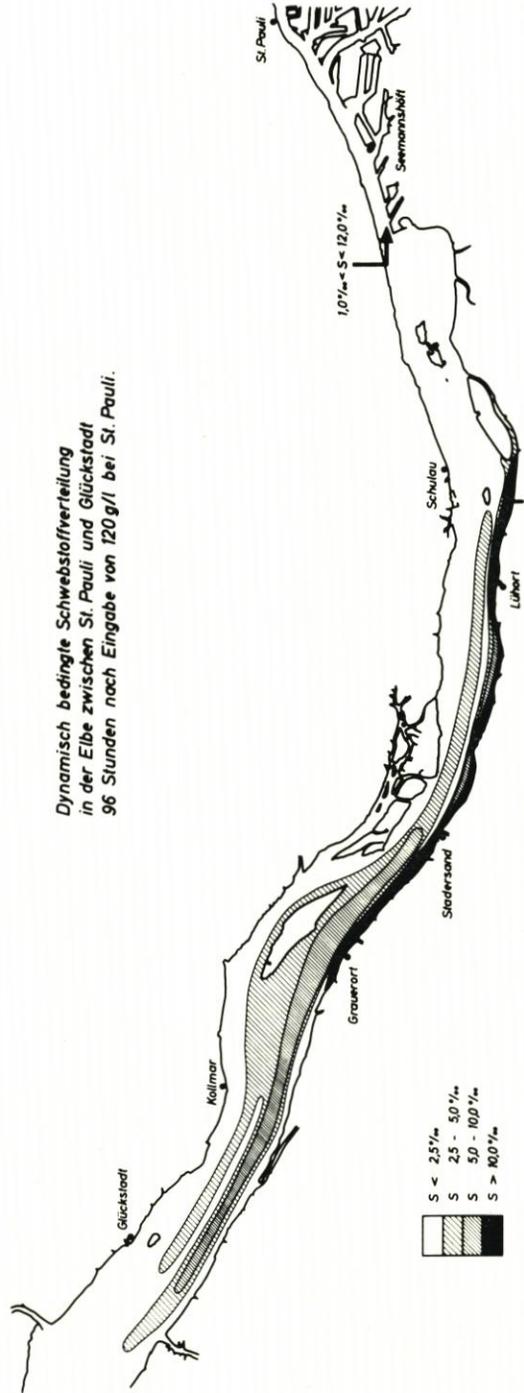
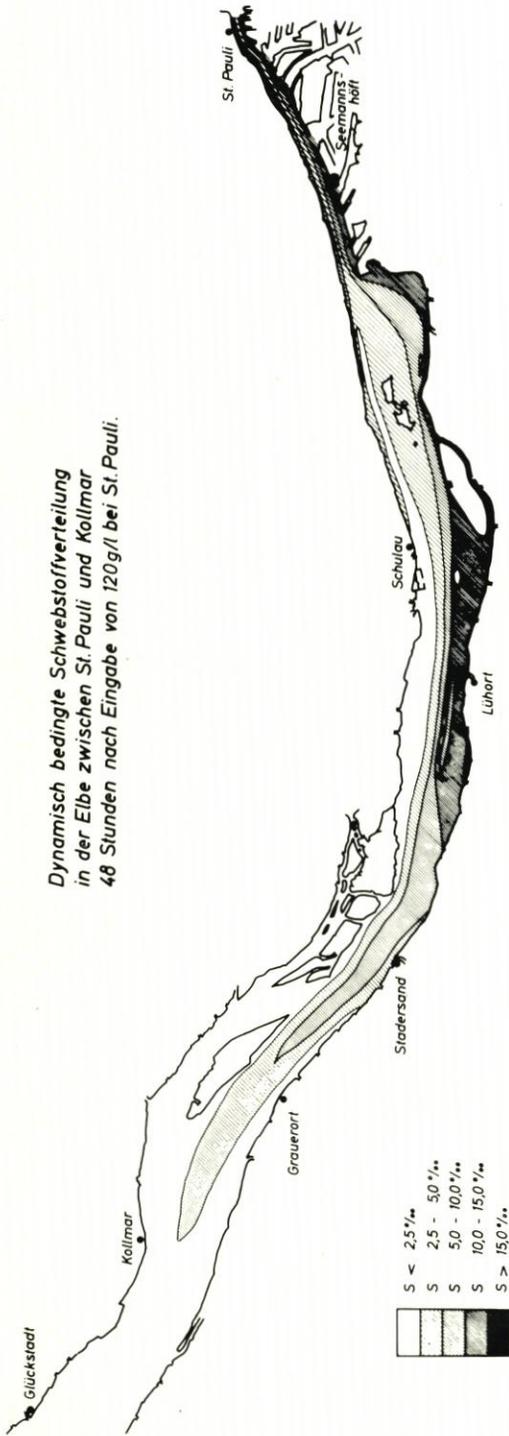


Abb. 5

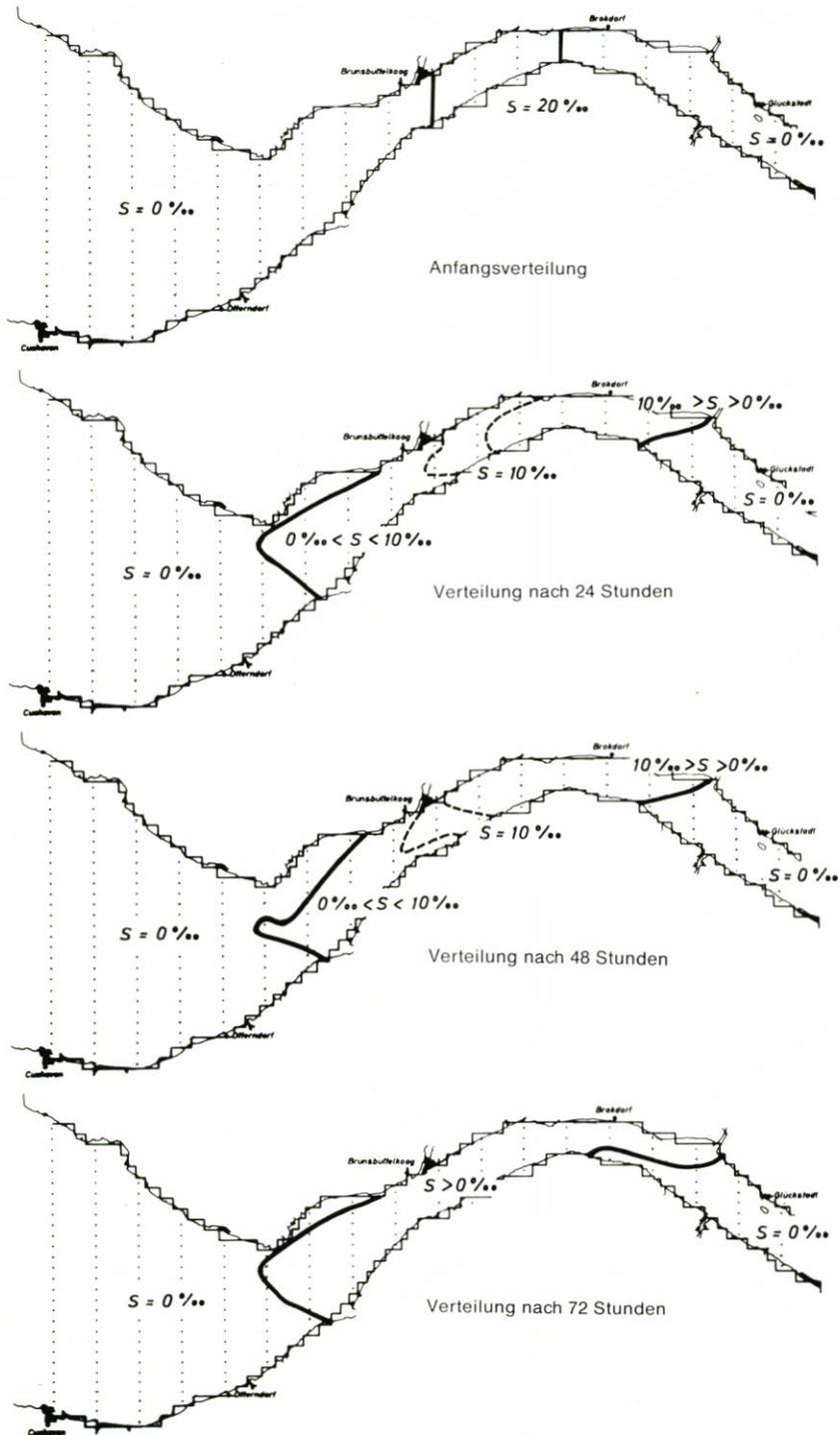


Abb. 6. Ausbreitung einer zwischen Brunsbüttel und Brokdorf vorgegebenen Menge suspendierten Stoffes

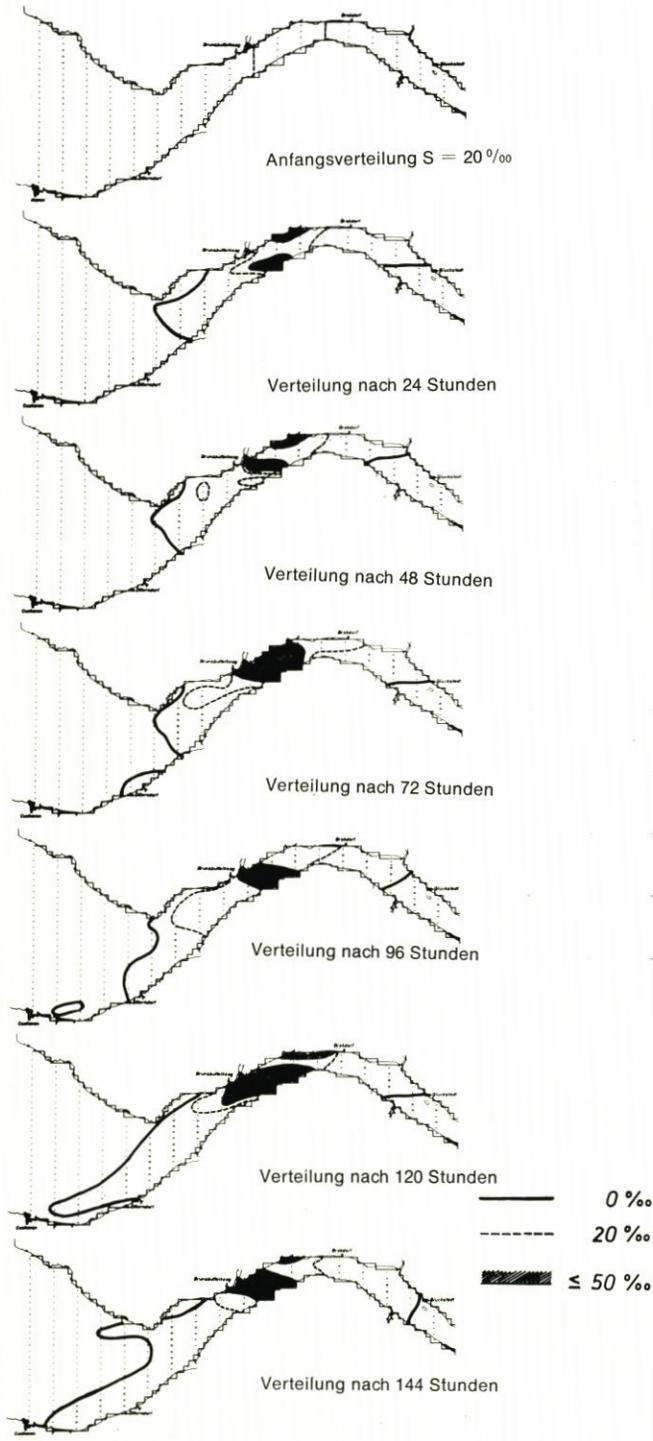


Abb. 7
Ausbreitung einer zwischen
Brunsbüttel und Brokdorf
vorgegebenen Menge
suspendierten Stoffes bei
einer zeitabhängigen
Zunahme des Stoffes im
Ausgangsgebiet

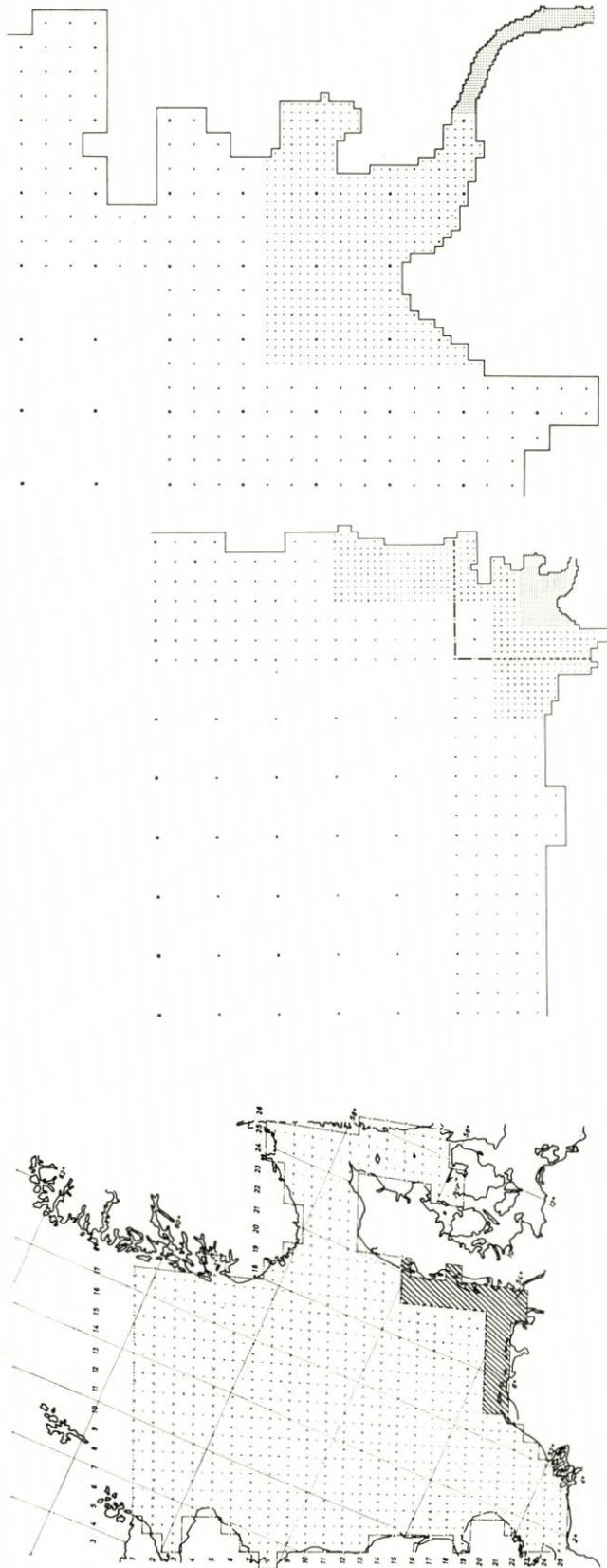


Abb. 8. Gitternetz der Nordsee und das verfeinerte Gitternetz in der Deutschen Bucht

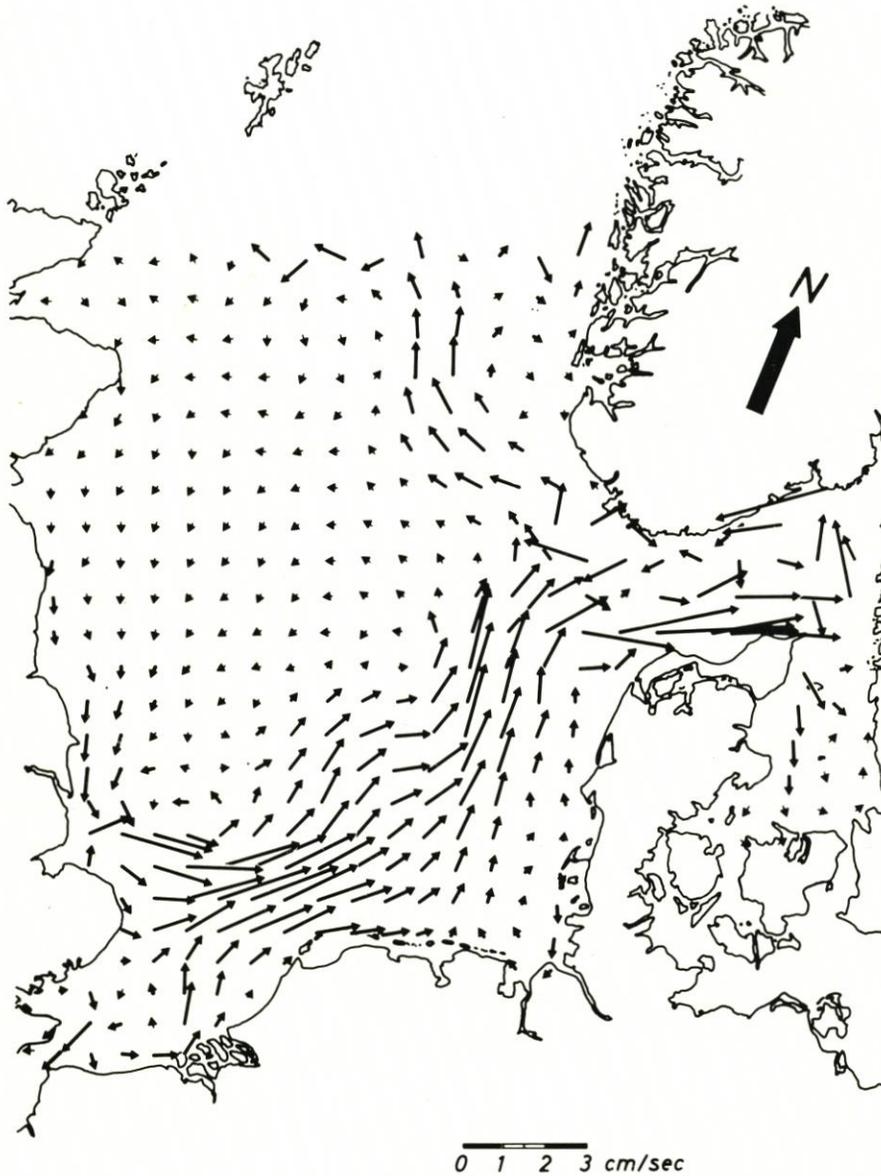


Abb. 9. Nordsee. Mittlere Geschwindigkeiten einer M_2 -Gezeit

In diesem Zusammenhang sollen zwei Untersuchungen erwähnt werden, die Hinweise auf die dynamischen Besonderheiten des Gebietes bei Brunsbüttel geben.

Zunächst wurde im Gebiet zwischen Brunsbüttelkoog und Brokdorf zur Zeit $T = 0$ eine Schwebstoffkonzentration von 20‰ vorgegeben und unter Verwendung der Normaltide 1951/1955 mit Hilfe der eingangs erwähnten Gleichungen der Ausbreitungsprozeß des Stoffes über einen Zeitraum von 72 Stunden ermittelt. Der Verlauf der Linien $S = 0$ gibt die Größe des Gebietes an, in dem sich die anfangs vorgegebene Stoffmenge zu den angegebenen Zeiten befindet. Der Stoff breitet sich zwar zunächst schnell aus, sicherlich als

Folge des hohen Gradienten, der sich aus der Anfangsverteilung ergibt. Nach 24–72 Stunden zeigt sich jedoch keine wesentliche Änderung in der Begrenzung des Ausbreitungsgebietes wie in Abbildung 6 dargestellt.

Auch dann, wenn eine zeitabhängige Zunahme des Stoffes im Ausgangsgebiet zu Beginn der Untersuchungen angenommen wird (Abb. 7), entspricht die Größe und Lage des Ausbreitungsgebietes nach 72 Stunden etwa der in Abbildung 6 gezeigten. Nach 120–144 Stunden vergrößert sich das Gebiet besonders in Richtung Cuxhaven hauptsächlich im Fahrrinnenbereich und dehnt sich auch geringfügig flußaufwärts aus.

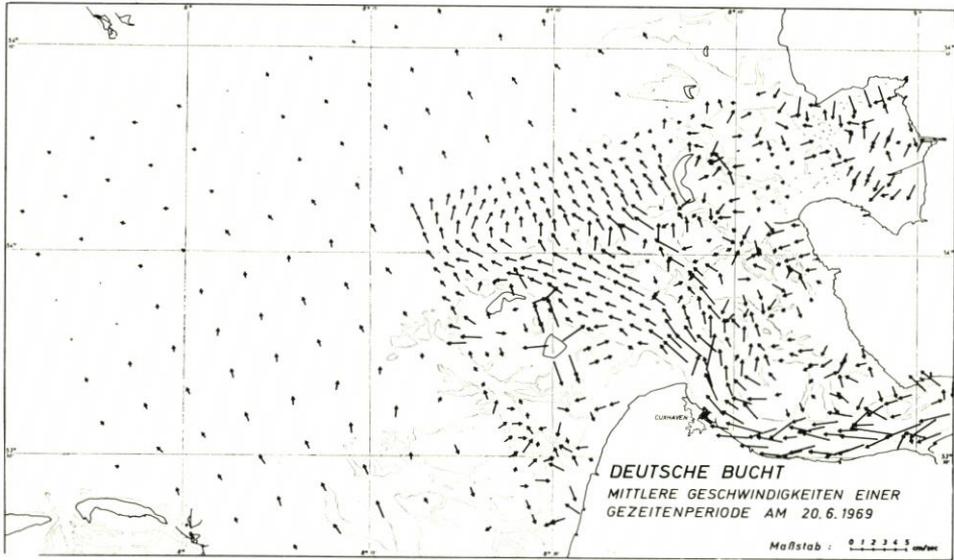


Abb. 10

Diese kurze Aufzeigung zweier Untersuchungen soll lediglich einen Hinweis darauf geben, daß sich die dynamisch bedingte Verteilung von Schwebstoffen und deren Transport in einem Modell numerisch unter den eingangs erwähnten Voraussetzungen untersuchen lassen und die Ergebnisse Beiträge zu Fragen des Küsteningenieurwesens liefern können.

Bei der Planung wasserbaulicher Maßnahmen kann es durchaus sinnvoll sein, nicht allein die Veränderung der Strömungsgeschwindigkeiten, sondern auch eine mögliche gezielte Veränderung der mittleren Geschwindigkeiten und der mittleren Transporte einer Gezeitenperiode in die Überlegungen einzubeziehen.

Zur Untersuchung physikalischer Prozesse, die für das Küsteningenieurwesen von Bedeutung sind, können hydrodynamisch-numerische Modelle wertvolle Beiträge leisten. Dies setzt allerdings voraus, daß Modelle entwickelt werden, die Bodentopographie und Küstengestalt durch ein hinreichend engmaschiges Gitternetz so gut approximieren, daß die detaillierte Wiedergabe der Bewegungsvorgänge in diskreten Punkten möglich ist.

Abbildung 8 zeigt den Entwurf eines solchen Modells mit einem schrittweise verfeinerten Gitternetz. Ausgehend von dem bekannten Nordseemodell, wurde der Gitterabstand sowohl in der Deutschen Bucht mit dem Elbeästuar als auch in der Elbe schrittweise auf ein Drittel der jeweils vorgehenden Maschenweite verringert, und zwar von

37 000 m bis hin zu 457 m. Eine entsprechende Gitternetzauflösung kann in jedem Teilgebiet vorgenommen werden, bis die gewünschte Approximation erreicht ist. Die Gebiete selber bleiben integrierter Bestandteil des Gesamtmodells.

Abbildung 9 gibt einen Überblick über die mittleren Geschwindigkeiten einer M_2 -Gezeit in der Nordsee. Diese Ergebnisse wurden hydrodynamisch-numerisch ermittelt und stimmen generell mit den bekannten Beobachtungen überein. Das weitmaschige Gitternetz erlaubt jedoch keine Aussage über diesen Bewegungsvorgang in der Deutschen Bucht.

Eine Reproduktion der Verteilung der mittleren Geschwindigkeiten einer Gezeitenperiode vom 20. Juni 1969 im Elbeästuar ist in Abbildung 10 dargestellt. Dieses Ergebnis wurde mit dem oben kurz geschilderten kombinierten Modell erzielt und gibt einen detaillierten Einblick in die Bewegungsvorgänge in einem Gebiet, das in Abbildung 9 nur durch 6 Gitterpunkte dargestellt wurde. Deutlich erkennbar ist das einheitliche Bild der Geschwindigkeitsverteilung sowohl hinsichtlich der Richtung als auch der Größe im Gebiet der Außenelbe, während nordwestlich und südöstlich der Elbe, als Folge der verwickelten morphologischen Struktur, mittlere Geschwindigkeiten sehr unterschiedlicher Größe und Richtungen auftreten.

Schriftenverzeichnis

- HANSEN, W.: Einige Bemerkungen zur Ermittlung der Gezeiten auf großen Tiefen und in Flachwassergebieten. Archiv für Meteorologie, Geophysik und Bioklimatologie – Serie A, Meteorologie und Geophysik, Bd. 7, 1954.
- HANSEN, W.: Theorie zur Errechnung des Wasserstandes und der Strömungen in Randmeeren nebst Anwendungen. Tellus No. 3, 1956.
- HANSEN, W.: Hydrodynamische Methoden in der Ozeanographie. Beiträge zur Physik der Bewegungsvorgänge im Meere. Geofisica pura e applicata – Milano Band 44 (1959/III).
- HANSEN, W.: Hydrodynamical methods applied to oceanographic problems. Mitteilungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, Heft I, 1962.
- HUBER, K.: Anwendung des hydrodynamisch-numerischen Verfahrens zur Interpretation und Reproduktion von Bewegungsvorgängen im flachen Wasser. Mitteilungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, Heft XV, 1970.
- RAMMING, H. G.: Gezeiten und Gezeitenströme in der Eider. Mitteilungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, Heft I, 1962.
- RAMMING, H. G.: Shallow Water Tides. Mitteilungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, Heft X, 1966.
- RAMMING, H. G.: Ermittlung von Bewegungsvorgängen im Meere und in Flußmündungen zur Untersuchung des Transportes von Verunreinigungen. Helgoländer wiss. Meeresuntersuchungen, Heft 17, 1968.
- RAMMING, H. G.: Investigation of motion processes in shallow water areas and estuaries. Symposium on Coastal Geodesy, München, 1970.
- RAMMING, H. G.: Hydrodynamisch-numerische Untersuchungen über strömungsabhängige Horizontalausbreitungen von Stoffen in Modellflüssen mit Anwendungen auf die Elbe. Mitteilungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, Heft XVIII, 1971.
- ROHDE, H.: Strömungsverhältnisse und Wassermengen der Tide-Elbe. Mitteilungen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hamburg, Heft 16, 1967.
- ROSE, D.: Über die quantitative Ermittlung der Gezeiten und Gezeitenströme in Flachwassergebieten mit dem Differenzenverfahren. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 18, 1960.
- SÜNDERMANN, J.: Die hydrodynamisch-numerische Berechnung der Vertikalstruktur von Bewegungsvorgängen in Kanälen und Becken. Mitteilungen des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, Heft XIX, 1971.

Das Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle

Von Hans Vollmers und Egon Giese

Summary

The BAW was contracted to perform investigations for an estuary tidal model of the Elbe-river. This model, fitted with a movable bed, serves for special research with regard to expected morphological changes in connection with the enlargement, and maintenance of the main navigation channel in the sea area.

Since in tidal estuaries the interaction of fluid and solid material is almost completely unknown, these investigations were carried out to evaluate future structure design and dredging work. The movable bed procedure seems more advantageous than the speculative interpretation of sediment movement derived only from flow velocities in fixed bed models.

The horizontal scale of the model is 1:800, the vertical scale 1:100. After basic considerations i.e. similarity, hydrology, morphology, specifications of the modelling technique are given and finally test results are discussed.

Einleitung

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde beauftragt, ein Ästuar-Tidemodell der Elbe (Nordsee) zu untersuchen. Das Modell, das mit einer beweglichen Sohle ausgestattet ist, dient für die Untersuchung zweckmäßiger Maßnahmen für die Erweiterung und Unterhaltung des Hauptfahrwassers im Seebereich.

Weil in Tideästuarien die Wechselwirkung zwischen Flüssigkeit und Feststoffmaterial weitgehend unbekannt ist, wurden Versuche ausgeführt, um die auftretenden morphologischen Veränderungen festzustellen. In diesem Zusammenhang werden bauliche Maßnahmen und Baggerungen, die bereits ausgeführt wurden, oder geplante Maßnahmen für die Natur berücksichtigt. Diese Untersuchungen haben gute Ergebnisse gezeigt und scheinen bessere Erfolge zu ermöglichen als spekulative Aussagen über Sedimentbewegungen, die aus Fließgeschwindigkeiten in einem Modell mit fester Sohle abgeleitet werden.

Der Horizontalmaßstab des Modells ist 1:800, der vertikale Maßstab 1:100. Nach grundlegenden Betrachtungen über Ähnlichkeit, Hydrologie bzw. Morphologie werden Einzelheiten über die Modelltechnik beschrieben und abschließend einige Versuchsergebnisse diskutiert.

Ähnlichkeitsbetrachtungen

Im allgemeinen kann der Sedimenttransport in offenen Gerinnen für Modelle nicht nur mit Hilfe des Gesetzes von FROUDE beschrieben werden, da der vollkommen rauhe Bereich der Widerstandszahl nicht erreicht wird. Deshalb scheint es notwendig, Kompromisse zwischen den Ähnlichkeitsgesetzen von FROUDE und REYNOLDS zu machen.

Der spezifische *Feststofftransport* kann in folgender Form ausgedrückt werden:

$$q_s' = f(S, S', g, v, D, w, u_*)$$

worin

$$u_* = \sqrt{g \cdot h \cdot l_e}$$

Es bedeuten:

$\rho, \rho_s =$	spezifische Dichte der Flüssigkeit und des Sohlmaterials	[ML ⁻³]
$\rho' =$	relative spezifische Dichte = $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$	[1]
$g =$	Normfallbeschleunigung	[LT ⁻²]
$\nu =$	kinematische Zähigkeit	[L ² T ⁻¹]
$w =$	Fallgeschwindigkeit des Kornes in ruhendem Wasser	[LT ⁻¹]
$u_* =$	Schubspannungsgeschwindigkeit	[LT ⁻¹]
$h =$	Wassertiefe	[L]
$D =$	charakteristischer Korndurchmesser	[L]
$I_e =$	Energieliniengefälle	[1]
$q'_s =$	spezifischer Feststofftransport	[dynL ⁻¹ T ⁻¹]
$\kappa =$	Karman Konstante	[1]

Mit diesen charakteristischen Werten können dimensionslose Parameter gebildet werden:

REYNOLDS-Zahlen:

$$R_* = \frac{u_* \cdot D}{\nu} ; \quad R_w = \frac{w \cdot D}{\nu}$$

FROUDE-Zahlen:

$$F_* = \frac{u_*^2}{g' g D} ; \quad F_w = \frac{w^2}{g' g D}$$

Sedimentologischer Durchmesser:

$$D_* = \left(\frac{g' g}{\nu^2} \right)^{1/3} D = \left(\frac{R_*^2}{F_*} \right)^{1/3} = \left(\frac{R_w^2}{F_w} \right)^{1/3}$$

Es wurde ermittelt, daß die Kennzahlen F_* und R_* besonders geeignet für die Beschreibung von Transportvorgängen sind. GEHRIG [1] hat Ähnlichkeitsbeziehungen durch den Vergleich dieser Zahlen für das Modell und die Natur entwickelt. Diese Abhängigkeiten erlauben die Bestimmung der horizontalen und vertikalen Modellmaßstäbe sowie Einzelheiten der Materialkonstanten D und ρ' . Die Bedingungen hierfür sind:

Das Modell muß verzerrt sein und die Widerstandszahl im Bereich $R_* < 70$ liegen.

Die Ausgangsgleichungen sind:

$$R_* = \frac{\sqrt{g h_N I_{eN}} D_N}{\nu_N} = \frac{\sqrt{g h_N K I_{eN}} D_N}{\sqrt{\hat{h}_N} \nu_N \hat{D}}$$

$$F_* = \frac{g h_N I_{eN}}{g' g D} = \frac{g h_N I_{eN} K \hat{D} \hat{g}'}{g' g \hat{h} D}$$

Das Symbol $(\hat{\quad})$ bezeichnet die Kehrwerte des Ähnlichkeitsmaßstabes, $K = \frac{\hat{h}}{h}$

ist die Ähnlichkeitsbeziehung der Verzerrung. Aus diesen Definitionen können zwei Gleichungen abgeleitet werden:

$$(\hat{\quad}) h^3 = L^{1.5} g' \quad (1)$$

$$(\hat{\quad}) D^3 = g'^{-1} \quad (2)$$

In den Abbildungen 1 und 2 sind diese Gleichungen dargestellt. Hieraus können geeignete Maßstabsbeziehungen entwickelt werden. Die folgenden Gesichtspunkte sollten jedoch berücksichtigt werden:

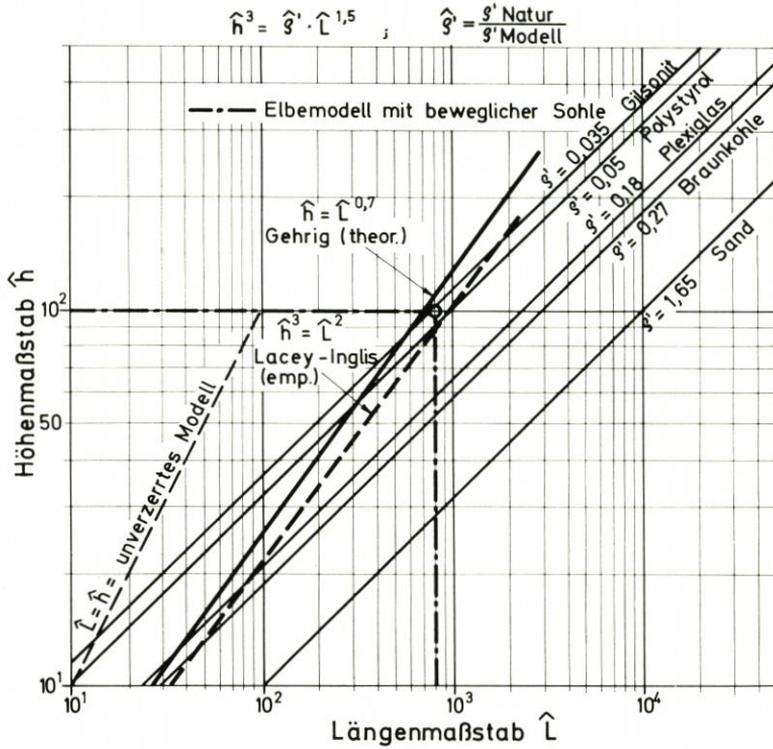


Abb. 1. Maßstabsbeziehungen für Modelle mit beweglicher Sohle [1]

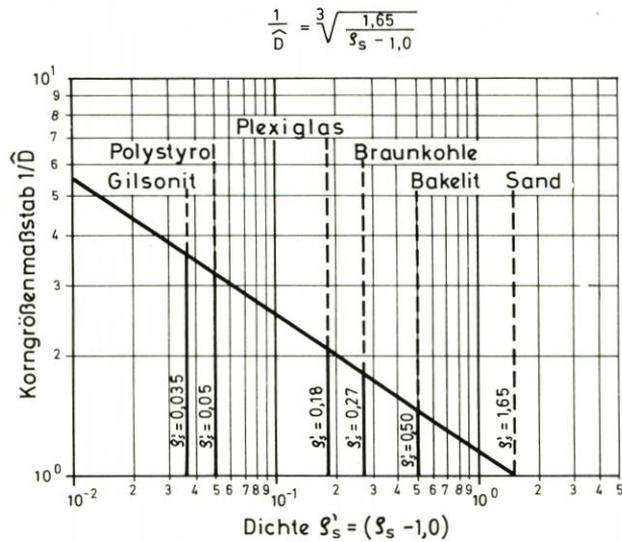


Abb. 2. Maßstabsbeziehungen zwischen der Dichte und dem Korndurchmesser des Sohlmaterials im Modell [1]

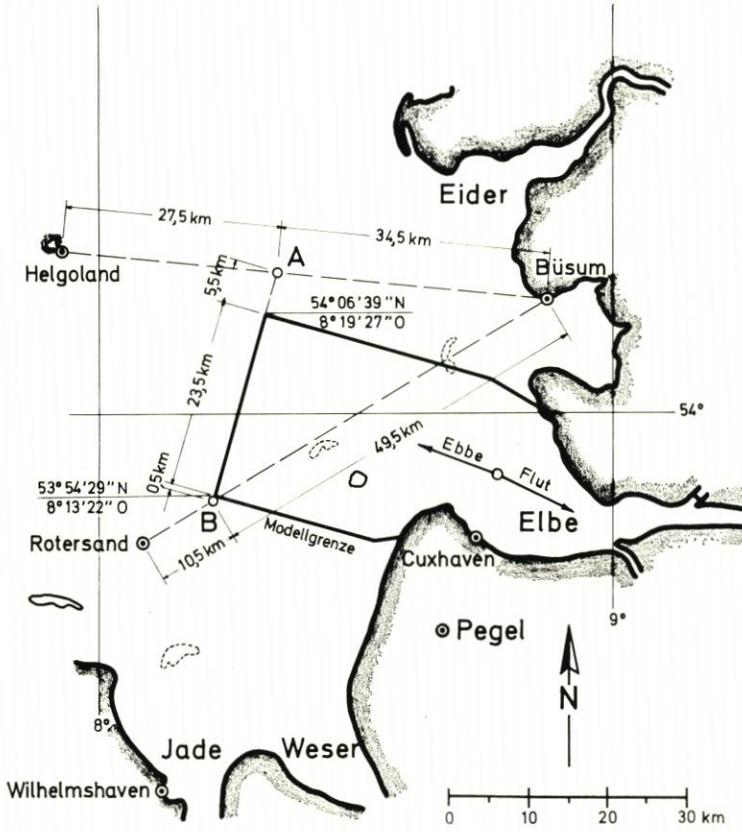


Abb. 3. Modellgrenzen im Seebereich

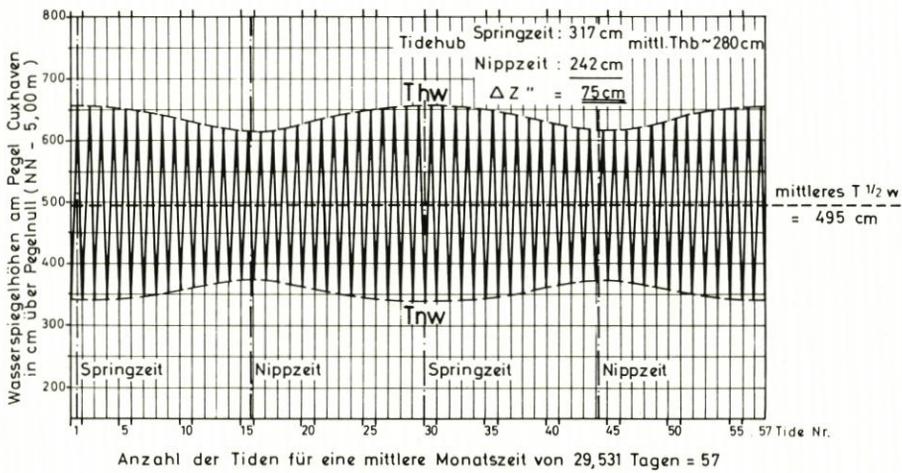


Abb. 4. Mittlere monatliche Tidekurven (Pegel Cuxhaven)

- a) Die Längenbeziehung \hat{L} des Modells wird von der vorhandenen Fläche bestimmt.
- b) Die Höhenbeziehung \hat{h} hängt von der Genauigkeit der Bestimmung der Wasserspiegel-lagen ab.
- c) Verzerrung und Modellabfluß beeinflussen \hat{L} und \hat{h} .
- d) \hat{D} und $\hat{\zeta}$ werden von dem vorhandenen oder beschaffbaren Material bestimmt.
- e) Der Zeitmaßstab wird besonders bei Tidemodellen zunächst empirisch bestimmt werden müssen.

Hydrologische und morphologische Grundlagen

Die Begrenzungen für den Seeteil des Tidemodells (Abb. 3) wurden nach eingehenden historischen Voruntersuchungen festgelegt [2]. Der Modelleinlauf enthält besondere Einrichtungen für die Steuerung der Tidewellen. Die Fließgeschwindigkeiten, Fließrichtungen und Wasserspiegelgefälle zeigen nach der Auswertung gute Übereinstimmung zwischen Modell und Natur innerhalb eines großen Bereiches verschiedener Formen der Tide-welle.

Im Modell wird es nicht genügen, Folgen mittlerer Tiden ablaufen zu lassen, um natürliche Verhältnisse wiederzugeben. Es wurde deshalb ein monatlicher Zyklus mit 57 verschiedenen Tiden und halbmonatiger Ungleichheit zwischen Nipp- und Springzeit zu-grunde gelegt (Abb. 4).

Die gewählten Maßstäbe für das Modell erfordern ein sehr mobiles Sohlmaterial mit einer spezifischen Dichte von $1,05 \text{ g/cm}^3$. Das Material hat einen einheitlichen Korndurch-messer ($D \sim 2 \text{ mm}$) und bildet unter Fließbedingungen selbst eine ausreichende Rauhig-keit. Da die Versuche mehrere Jahre dauern werden, darf das Material nicht seine Eigen-schaften ändern. Das Plastik-Material POLYSTYROL befriedigt die Forderungen, aber es ist in der Anschaffung teuer. Für eine mittlere Schichtdicke von etwa 10 cm wurden etwa 120 000 kp benötigt. Die den Kunststoffen eigene Hydrophobie kann durch Zugabe von Netzungsmitteln vermindert werden. Im allgemeinen wurde eine gute Übereinstim-mung der morphologischen Umformungen zwischen Natur und Modell nachgewiesen, wenn die Tideperiode im Modell modifiziert wird.

Dichteströmungen und Coriolisbeschleunigung sind in verzerrten Modellen mit be-weglicher Sohle nur schwer zu realisieren, deshalb wurden sie hier auch nicht berücksich-tigt. Trotzdem war eine gute Übereinstimmung der Strömungsparameter nachzuweisen.

Der Modellbau

Das Modell wurde von den Grenzen im Seeteil (Abb. 3) bis zum äußersten Ende des Tideeinflusses am Wehr Geesthacht aufgebaut. In der Längsachse werden etwa 170 km dargestellt (Abb. 5).

Neben den besonderen Einrichtungen für die Erzeugung der Tide mittels eines steuer-baren Sektorverschlusses dienen 11 regulierbare Fallrohre, die über die Einlaufbreite (30 m) verteilt sind, für die genaue Wassermengenverteilung entsprechend den Quer-schnittsverhältnissen. Vor den Versuchen wird die bewegliche Sohle mit Hilfe eingesetzter Profibleche (sie werden später wieder entfernt) eingeformt. Die Profile ruhen auf einem stufenförmigen Unterbau aus Beton (Abb. 6).

Das Modell hat ein flächenhaft wirkendes Be- und Entwässerungssystem, so daß die eingeformte Morphologie nicht durch Füllung oder Entleerung zerstört werden kann (Abb. 7). Messungen und Beobachtungen sind von verfahrenbaren Bedienungsbrücken aus möglich [3].

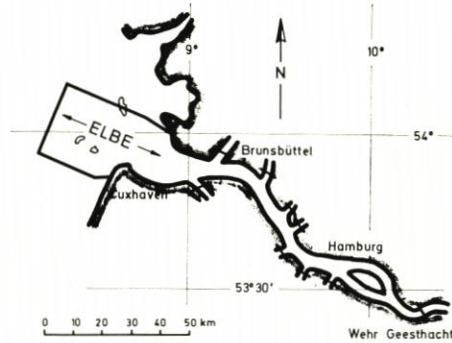


Abb. 5. Die Elbe von der See bis zum äußersten Punkt des Tideinflusses (Wehr Geesthacht)

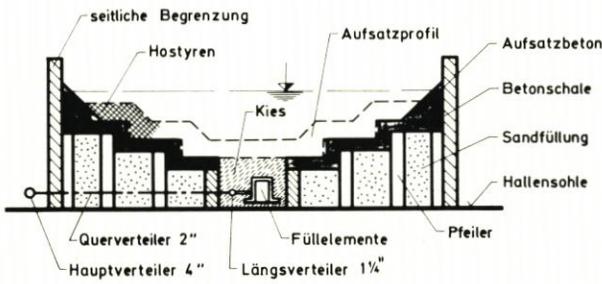


Abb. 6. Modellteil mit beweglicher Sohle (schematisch)

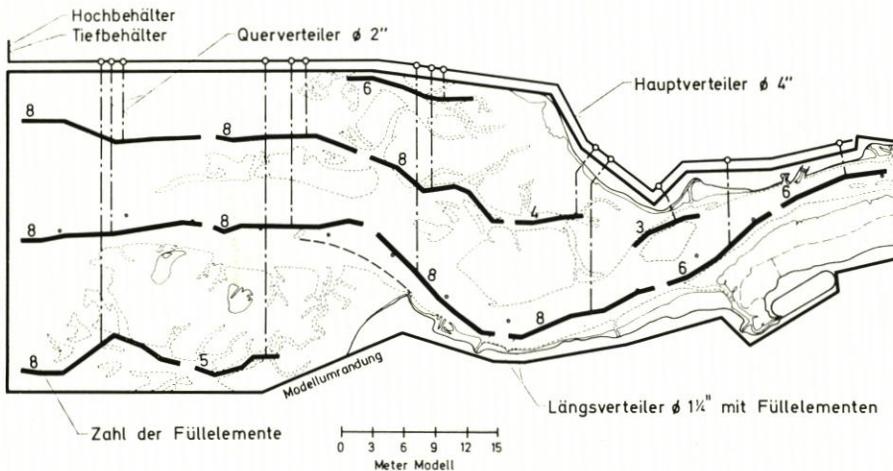


Abb. 7. Verteilernetz für die flächenhaft wirkende Be- und Entwässerung

Die elektronischen Meßgeräte

Durch ein elektronisch-optisches System werden die Tidekurven abgetastet, die auf einem endlosen Folienband aufgezeichnet sind. Vibrierende Spitzentaster, *System Delft*, mit Fernübertragung sind als Istwertgeber für die Tiderzeugung und als Meßpegel in-

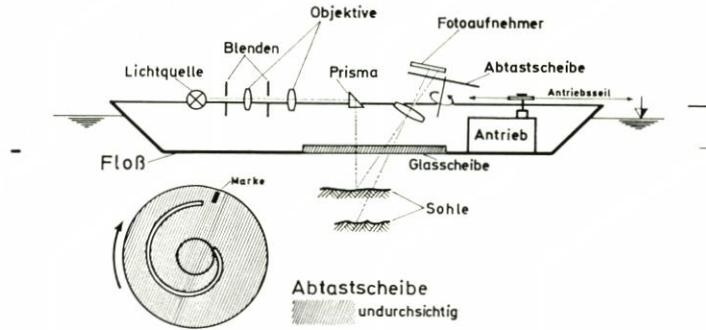


Abb. 8. Elektronisch-optisches Gerät für die Aufmessung der Morphologie

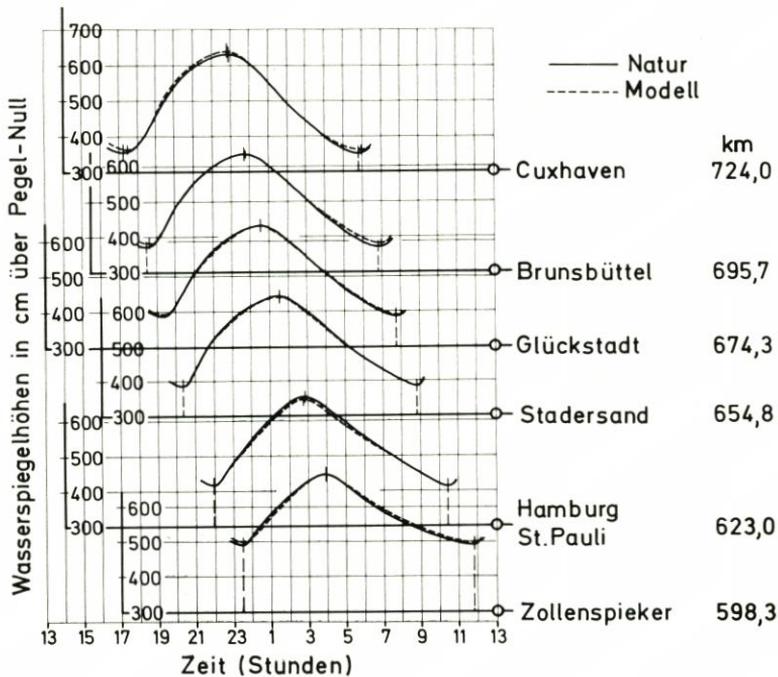


Abb. 9. Vergleich von Tidekurven im Modell und in der Natur

stalliert. Die Steuerung und Registrierung der Meßwerte erfolgt von einem zentralen Meßstand aus. Weiterhin sind folgende Meßvorgänge – gleichfalls mit Fernübertragung – möglich: Wasserspiegelgefälle, Geschwindigkeiten, die mit Mikroflügeln gemessen werden, Strömungsrichtungen und die Messung der morphologischen Änderungen durch ein elektronisch-optisches System, das auf einem Floß montiert ist (Abb. 8). Dieses Gerät kann bis zu Wassertiefen von 32 cm (32 m Natur) unterhalb einer erforderlichen Überdeckungshöhe von 10 cm verwendet werden.

Dies muß bei der Gestaltung des Einlaufes berücksichtigt werden. Die Profilaufmessungen werden bei Dunkelheit ausgeführt, weil der Einfluß von Fremdlicht außerordentlich stark ist.

Überprüfung der Ähnlichkeit

Die Kontrolle der Ähnlichkeit wird in zwei Bereiche unterteilt:

- a) Dynamische Ähnlichkeit
- b) Morphologische Ähnlichkeit

Zu a): Im Modell gemessene Wasserspiegellagen, Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen sowie Flut- bzw. Ebbedauern wurden mit Naturzuständen verglichen. Hierfür wurde das Gesetz von FROUDE benutzt. Die Modellfläche, die später mit einer beweglichen Sohle ausgestattet wurde, bestand aus einer quasi festen Sandsohle mit künstlich eingeformter Oberflächenrauigkeit. Alle genannten Parameter zeigten gute Übereinstimmungen, als Beispiel mag die Darstellung verschiedener gemessener Tidekurven dienen (Abb. 9).

Zu b): Die morphologische Ähnlichkeit kann als eine Zeitbeziehung bezeichnet werden, durch die natürliche Sohlveränderungen in dem Modell wiedergegeben werden. Es wurden hierfür historische Untersuchungen ausgeführt, für die der Zeitraum von 1910 bis 1970 herangezogen wurde. Die Tidedauer, die zunächst nach FROUDE bestimmt wurde, mußte mit einem Faktor 1,4 erweitert werden, um geeignete Werte für die Rauigkeit und Sohlveränderungen zu erhalten. Es wurde schließlich ein morphologischer Zeitmaßstab von 1 : 705 festgelegt (ein Tag in der Natur dauert etwa 2 Minuten im Modell).

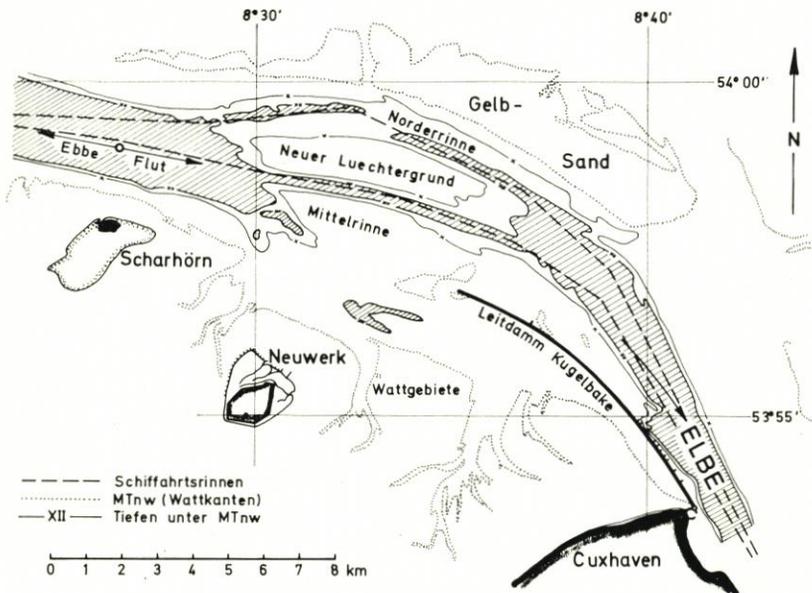


Abb. 10. Teil des Elbe-Ästuars (nordwestlich von Cuxhaven, 1969)

Erste praktische Modellversuche

Die ersten Versuche wurden ausgeführt, um den Stabilisierungseffekt für den Mittelrinnenausbau in der Außnelbe zu überprüfen, der den natürlichen Entwicklungstendenzen eines Fahrwassers nord-westlich von Cuxhaven angepaßt wurde.

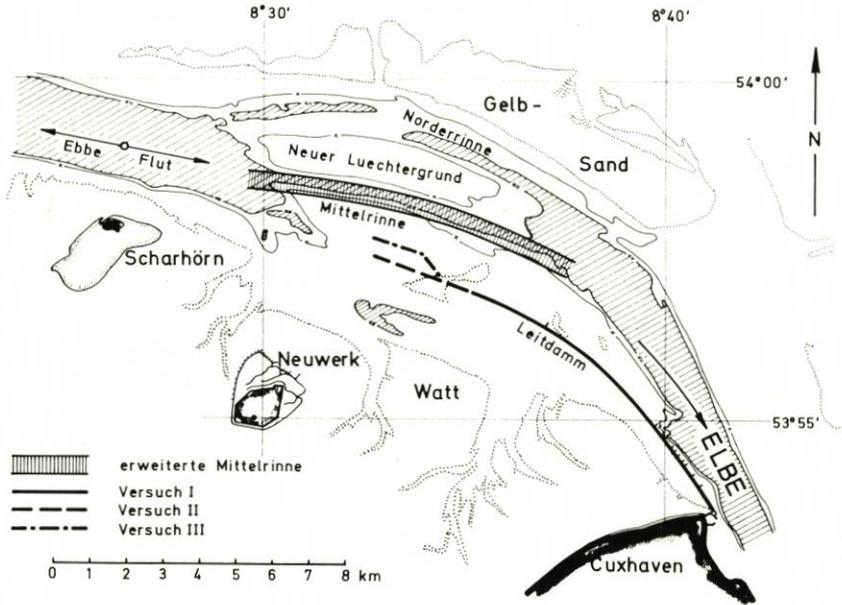


Abb. 11. Entwurfsvarianten für eine Leitdammverlängerung

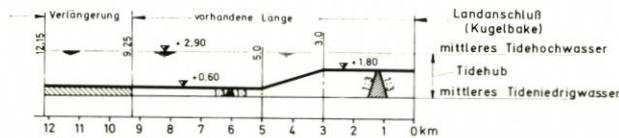


Abb. 12. Längsschnitt des Leitdammes mit Einzelheiten der Kronenform

Bis heute benutzen die ausgehenden und einkommenden Schiffe zwei Fahrwasser, die Mittelrinne und die Norderrinne (Abb. 10). Es ist vorgesehen, die Mittelrinne für den gesamten Verkehr und besonders für größere Schiffe zu verbreitern und zu vertiefen. In den vergangenen Jahrzehnten führte die bestehende Zweiteilung des Schifffahrtsweges zu instabilen Verhältnissen, die durch die verschiedenen Flut- und Ebbestömungsrichtungen für die Schifffahrt aufgetreten sind. Nach der 1968 erfolgten Fertigstellung eines 9,25 km langen Leitdammes im Seebereich (Abb. 10), trat eine gewisse Stabilisierung ein, jedoch sind die Schifffahrtsstraßen noch zu flach. Der neue Entwurf für die Erweiterung der Mittelrinne enthält zusätzlich einen Ausbau des Leitdammes (etwa 3 km Verlängerung). Deshalb wurden zwei Entwurfsvarianten im Vergleich mit der bestehenden Länge des Leitdammes untersucht.

In Abb. 11 bezeichnet Versuch I den bestehenden Zustand des Leitdammes, Versuch II eine tangentielle Verlängerung und Versuch III eine abgelenkte Form des verlängerten Leitdammes. Den vorhandenen Längsschnitt des Leitdammes zeigt Abb. 12. Der Damm besteht aus Steinschüttung auf Sinkstücken.

Die neue erweiterte und vertiefte Mittelrinne (500 m Breite, 12 m Tiefe unterhalb Karten-Null) wurde im Modell vor dem Versuch als vorhanden eingebaut. Jeder Versuch dauerte im Modell 186 Stunden, das entspricht in der Natur einem Zeitabschnitt von 15 Jahren. Die gemessenen Eintreibungen am Ende dieser Zeit innerhalb des neu ausgebag-

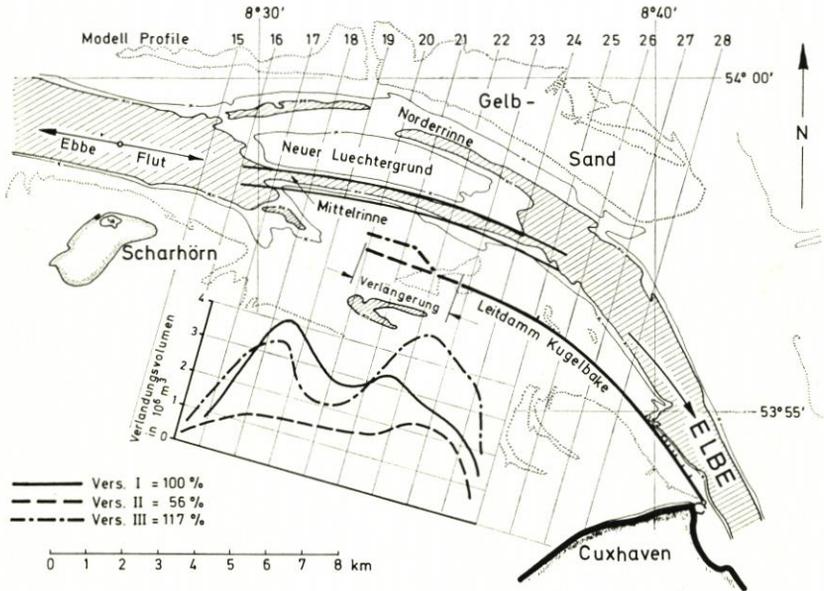


Abb. 13. Versuchsergebnisse der gemessenen Eintreibungen in die neue Mittelrinne in Bezug zu einer Verlängerung des Leitdammes

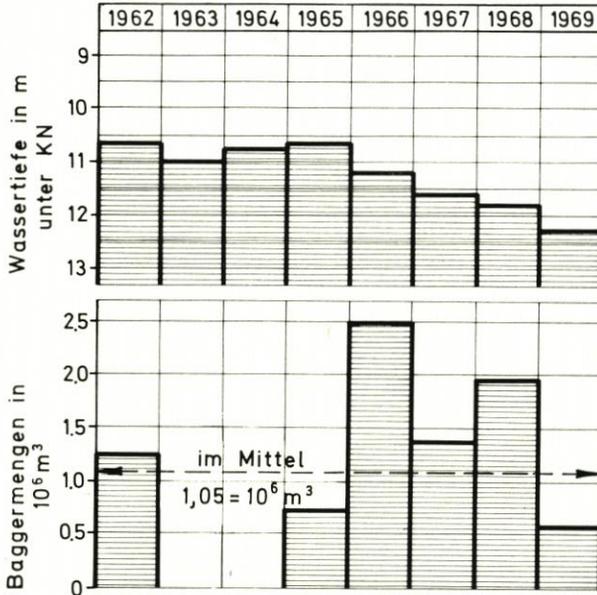


Abb. 14. Entwicklung der mittleren Wassertiefe in Bezug zu den Baggerungen in der Natur

gerten Schifffahrtskanals wurden auf Jahresmengen umgerechnet und durch eine Prozentzahl spezifiziert (Versuch I = 100 %).

Die in Abb. 13 eingetragenen Ergebnisse in Prozentzahlen und örtlicher Verteilung zeigen ein minimales Volumen bei Versuch II mit tangentialer Verlängerung des Leitdammes.

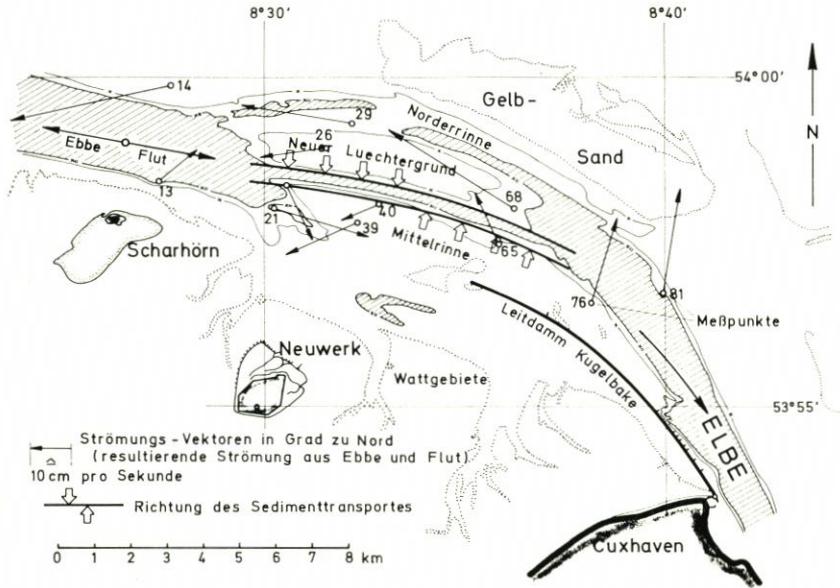


Abb. 15. Verlandungsdynamik im Bereich der Mittelrinne

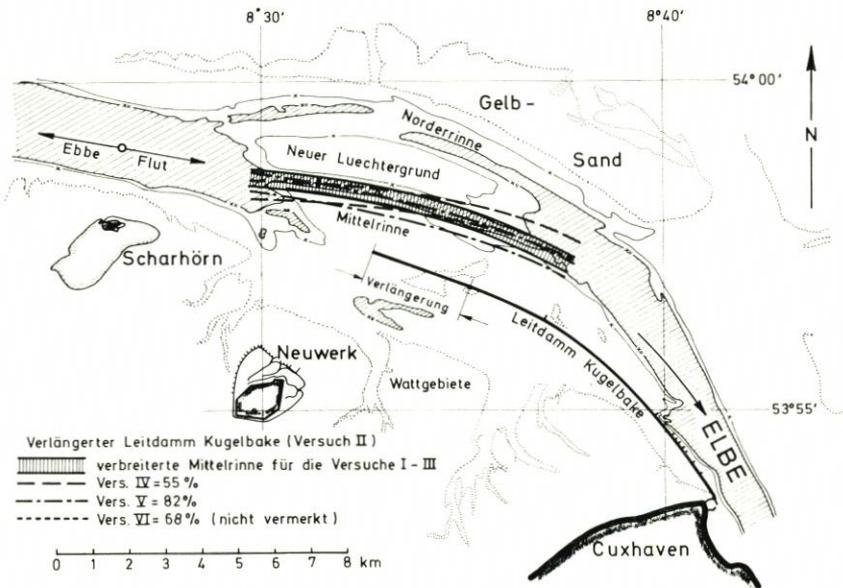


Abb. 16. Lageänderungen der Mittelrinne

Bei Versuch I, mit der bestehenden Länge des Leitdammes, wurden die Eintreibungen in die Mittelrinne von $1,475 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ pro Jahr gemessen (Modellvolumen mit den Modellmaßstäben multipliziert und dividiert durch die Anzahl der Versuchsjahre). Der Kanal hatte hierbei eine Breite von 500 m. Als Vergleichsmöglichkeit für die Baggermengen im Modell und in der Natur kann Abb. 14 verwendet werden.

Nach Angaben aus der Natur wurde eine mittlere Baggermenge von $1,05 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ pro Jahr (1962–1969) für eine mittlere Fahrwasserbreite von 350 m berechnet. Mit einem Erweiterungsfaktor für die Breite von $500/300 = 1,43$ wächst dieses Volumen auf $1,50 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ an und entspricht tatsächlich etwa dem im Modell gemessenen Wert. Diese Übereinstimmung ist sicherlich überraschend, für die Beurteilung der Varianten werden aber zweckmäßig nur die qualitativen Ergebnisse benutzt. Die Versuche zeigen deutlich, daß eine Möglichkeit besteht, die Baggermengen in der Mittelrinne zu vermindern, wenn der Leitdamm nach Form II verlängert wird.

Die komplexen Verlandungserscheinungen werden in Abb. 15 dargestellt. Die verschiedenen Eintreibungsrichtungen, die aus Naturbeobachtungen bekannt sind und auch im Modell gut nachvollzogen werden, entstehen aus den auseinanderlaufenden Flut- und Ebbeströmungen. Die resultierenden Fließrichtungen, die für verschiedene Meßpunkte vermerkt sind, erklären die Abhängigkeit zwischen Sedimenttransport und Fließrichtungen und erläutern die Schwierigkeiten für die Stabilisierung des Schiffahrtsweges.

Weitere Versuche befaßten sich mit einer veränderten Linienführung der Mittelrinne. Einzelheiten sind in Abb. 16 enthalten. Die gemessenen Verlandungsvolumina sind ebenfalls in Prozentzahlen im Vergleich mit Versuch I angegeben. Der Leitdamm ist dabei nach Versuch II mit einer Gesamtlänge von 12,25 km bei allen Varianten (IV bis VI) unverändert geblieben.

Die Ergebnisse zeigen, daß eine kleine Drehung der Mittelrinne entgegen dem Uhrzeigersinn (Versuch IV) etwa die gleiche Prozentzahl wie bei Versuch II ergibt (55 % zu 56 %). In diesem Fall ist aber der Navigationskurs ungünstiger. Versuch V behandelt eine Näherung der Mittelrinne in Richtung Leitdamm, hierbei wird eine Zunahme der Eintreibungen festgestellt (82 %). Bei Versuch VI wird für die Mittelrinne eine Kombination aus den Versuchen IV und V berücksichtigt, die wieder zu einer Verminderung der Eintreibung führt (68 %). Die Versuche zur Ermittlung einer optimalen Linienführung zeigen die außerordentliche Sensibilität der beweglichen Sohle und den Einfluß kleiner konstruktiver Änderungen. Auf der anderen Seite kann man sehen, daß der in der natürlichen Entwicklung entstandene Kanal, der jetzt durch den Leitdamm stabilisiert wird, offenbar eine optimale Linienführung angenommen hat.

Schlußfolgerungen

Der vorliegende Bericht über ein Tidemodell mit beweglicher Sohle erläutert die erfolgreich nachvollzogene Wiedergabe des morphologischen Geschehens in einem Tideästuar. Die Wertung verschiedener Entwurfsvarianten für eine Verlängerung des Leitdammes zeigt minimale Baggermengen für die Mittelrinne bei der tangentialen Verlängerung (Versuch II). Es ist zu erwähnen, daß die gemessenen Verlandungsvolumina nur qualitativ untereinander verglichen wurden. Trotz gewisser Vereinfachungen sind Modelle mit beweglicher Sohle eine wertvolle Unterstützung beim Entwurf von Baumaßnahmen mit den dazugehörigen Baggarbeiten.

Schriftenverzeichnis

- [1] GEHRIG: Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 29, 1967.
- [2] GIESE: Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe. Die Wasserwirtschaft, März 1971.
- [3] GIESE, TEICHERT, VOLLMERS: Das Tideregime der Elbe. Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle. Mitteilungs-Blatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Nr. 31, Karlsruhe 1972.

Gezeitenbedingte Zirkulationssysteme in Meeresbuchten und Flußmündungen

Von Jürgen Sündermann und Hans Vollmers

Summary

A systematical comparison between experiments in hydraulic models and numerical computations for the case of the propagation of tidal waves in schematic estuaries is carried out. It is the aim of the investigations to present the advantages and disadvantages, the possibilities and limitations of the two models. The results show, generally, a fair agreement between measured and computed quantities even in the case of the occurrence of horizontal eddies within the fluid.

1. Einleitung

Während der Versuch im hydraulischen Modell seit Jahrzehnten zu den unentbehrlichen Hilfsmitteln des Wasserbauingenieurs gehört, haben rein mathematische Verfahren erst in jüngster Zeit zunehmend an Bedeutung gewonnen. Zu verdanken ist diese Entwicklung in erster Linie den völlig neuen Möglichkeiten, die die modernen elektronischen Großrechenanlagen bieten.

Grundsätzlich sind heute beide Wege – der wasserbauliche Modellversuch und das hydrodynamisch-numerische (HN-)Verfahren – geeignet, die Bewegungsvorgänge in natürlichen Arealen zu simulieren. Es ist nun zu ergründen, wo die Vor- und Nachteile, die Möglichkeiten und Grenzen der jeweiligen Methode liegen, und wie durch eine sinnvolle Kombination beider Verfahren ein optimaler Weg gefunden werden kann, natürliche Bewegungsvorgänge mit einem Höchstmaß an Genauigkeit im Modell zu reproduzieren. Die vorliegende Arbeit ist ein Teil eines systematischen Vergleiches beider Methoden für Tidenwellen in schematischen Ästuarien.

Die Untersuchungen wurden von der Deutschen Forschungsgemeinschaft innerhalb des Schwerpunktprogrammes „Sandbewegung im Küstenraum“ finanziert. Die ersten Ergebnisse wurden in den „Proceedings of the 12th Coastal Engineering Conference“ [3] veröffentlicht; eine deutsche Fassung dieser Arbeit ist in „Die Küste“ erschienen [4]. Inzwischen sind die Arbeiten wesentlich weitergeführt worden [2].

Um zunächst einmal Erfahrungen zu sammeln und klare Grundlagen zu erarbeiten, wurde von möglichst einfachen, aber in gewissem Grade doch schon repräsentativen Modellen ausgegangen. Diese sollen dann der Natur schrittweise immer besser angepaßt werden. In Bild 1 sind die entsprechenden schematischen Ästuarformen dargestellt. Sie lehnen sich an ähnliche Bildungen der deutschen Nordseeküste an. Die spezielle Auslegung und Dimensionierung der Modelle mußte sich nach den baulichen Gegebenheiten der Modellversuchsanlage, den Möglichkeiten der Meßeinrichtung und schließlich auch nach den Eigenschaften des HN-Modells und der verfügbaren EDV-Kapazität richten.

Es wurde in allen Fällen eine konstante Tiefe von 15 m angenommen. Die Breite direkt am Eingang des Gebietes (also an der Verbindungsstelle zur offenen See) betrug 4 km (Bild 3). Die im wesentlichen eindimensional ausgeprägten Formen A bis D hatten eine Länge von 55 km, die mehr flächenhaften Ästuartypen E und F eine Länge von 16 km

(Bilder 1 und 3). Der Durchmesser der kreisförmigen Erweiterungen betrug im Falle E (Jade) 10 km, im Falle F (Dollart) 5 km. Die Berandungen wurden als senkrecht angenommen. Für die Mündungsformen A bis D wurde jeweils die zeitliche und räumliche Ausprägung einer M_2 -Tide (halbtägige Hauptmond tide) mit einem Tidehub von ca. 3 m untersucht. Für die Formen E und F wurde jedoch eine schematische Überhöhung des Tidehubs auf ca. 6 m vorgenommen, um noch eindeutig meßbare Effekte zu erzielen.

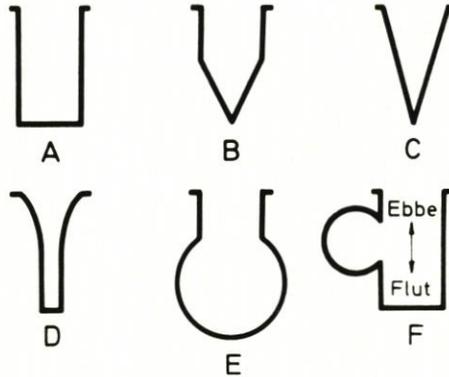


Abb. 1. Untersuchte Ästuarformen

In den für den Vergleich herangezogenen mathematischen Modellen wurde die Corioliskraft vernachlässigt, da das hydraulische Modell diesen Effekt nicht berücksichtigen konnte. Um einen ersten Aufschluß über die Bedeutung der Corioliskraft insbesondere in den Ästuartypen E und F zu gewinnen, sind entsprechende HN-Rechnungen durchgeführt worden.

Das mathematische Modell arbeitete aus Gründen der Ökonomie mit vertikal gemittelten Horizontalgeschwindigkeiten. Der Vergleich mit den gemessenen Strömungen mußte sich daher auf Mittelwerte beschränken. Ein HN-Modell, das die vertikale Dimension mit einbezieht und damit Aussagen über den dreidimensionalen Aufbau der Strömungen gestattet, ist inzwischen fertiggestellt [1].

2. Das hydraulische Modell

Da die hier untersuchten Strömungsvorgänge im wesentlichen von Trägheits- und Schwerkraften beeinflusst werden, kann als Übertragungsmodul Natur-Modell und umgekehrt die bekannte Froude-Zahl $Fr = u (gh)^{-0,5}$ benutzt werden, mit u in $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$, h in cm und g in $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$. Dem hydraulischen Modell wurden die Maßstäbe 1:1000 für die Längen und Breiten und 1:100 für die Höhen eingepreßt; damit dauert eine mittlere Tide im Modell 7,45 min.

Die schematischen Modelle sind bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg-Rissen in einer Leichtbauhalle untergebracht. Die verschiedenen Formen haben jeweils eine senkrechte Umrandung, die Abmessungen können bei entsprechender Reduzierung (1:1000) Bild 3 entnommen werden. Die Modellsohle besteht aus einem bei den vorhandenen Strömungsgeschwindigkeiten nicht mobilen Sand, der durch die Vorformung geeigneter Wellen ($\sim 1 \text{ cm}$ Höhe) eine gute Simulierung der Rauigkeit gestattete. Auf Bild 2 sind neben der

gerade untersuchten Form E auch die Konturen der Form D und die Abmessungen des 55 m langen Rechteckkanals Form A zu erkennen.

Die Tidewellen wurden durch eine mechanische Steueranlage erzeugt. Bei den hydraulischen Messungen wurden die Wasserspiegellagen, die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen aufgenommen. Die dafür benutzten Geräte sind vibrierende Spitzentaster, selbstschreibende Schwimmerpegel und Mikroflügel. Die Strömungsrichtungen wurden entweder mit Hilfe eingestreuter Papierschnitzel oder mit um einen Punkt frei drehbaren leichten Schwimmkörpern über eine Fotografie bestimmt.

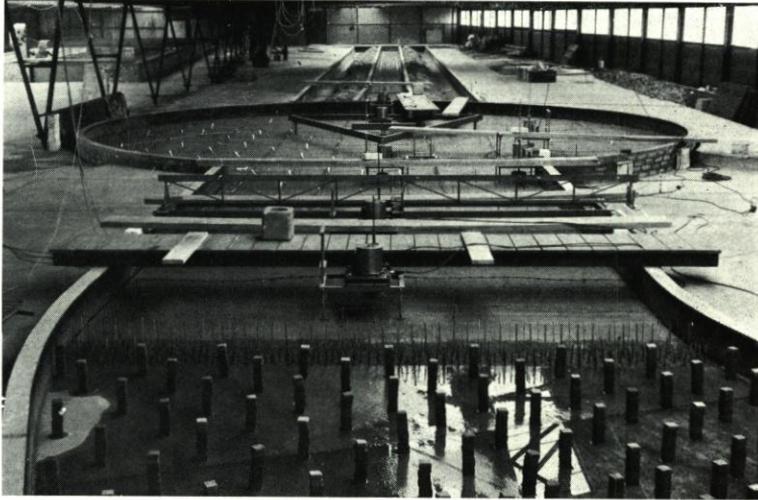


Abb. 2. Das hydraulische Modell für die Form E

Bei den Geschwindigkeitsmessungen war es möglich, neben der zeitlichen Abhängigkeit über einen Tideverlauf ebenfalls die Vertikalverteilung festzustellen. Die Meßpunkte im hydraulischen Modell und die Ausgabepunkte des mathematischen Modells stimmten jeweils überein. Die im hydraulischen Modell gemessenen Eingangswerte wurden dem mathematischen Modell als Randbedingung eingepreßt.

3. Das mathematische Modell

Dem mathematischen Modell sind die quasilinearen, vertikal integrierten, hydrodynamischen Differentialgleichungen zugrunde gelegt worden. Für die numerische Lösung des entsprechenden Anfangsrandwertproblems wurde das von HANSEN entwickelte HN-Verfahren, ein explizites Differenzenverfahren, benutzt. Das auf dieser Grundlage konzipierte mathematische Modell, das sog. HN-Modell, kann den natürlichen Gegebenheiten weitgehend angepaßt werden. An empirischen Eingabedaten sind lediglich der Tidehub am Gebietseingang und die Geometrie des betreffenden Gebietes erforderlich.

Die spezielle Auslegung des Rechengitters im Differenzenverfahren richtet sich nach der Problemstellung, der erforderlichen Genauigkeit und dem vertretbaren Rechenaufwand. Die Modelltypen A bis D wurden eindimensional, also ohne Querströmung, aber natürlich mit Berücksichtigung variabler Querschnitte gerechnet. Die Ästuarformen E und F wurden zweidimensional behandelt.

Die hydrodynamischen Differentialgleichungen wurden in der folgenden Form benutzt:

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

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

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

Dabei bedeuten:

- u, v Komponenten der vertikal gemittelten Strömungsgeschwindigkeit v in x- bzw. y-Richtung in ms^{-1}
- ζ Wasserstand - Abweichung der Wasseroberfläche vom mittleren Niveau in m
- h Mittlere Wassertiefe = Entfernung vom mittleren Niveau bis zur Sohle in m
- t Zeit in s
- A_H Horizontaler Austauschkoeffizient in $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
- f Coriolisparameter in s^{-1}
- g Fallbeschleunigung in $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$
- r Reibungsfaktor

Dieses System hyperbolischer partieller Differentialgleichungen ist nichtlinear. Es ist damit speziell auf die Flachwasserdynamik zugeschnitten, die sich durch nichtlineares Verhalten auszeichnet.

Hinzu kommen als Randbedingungen:

$$v_n = 0 \quad \text{an der Küste}$$

$$\zeta(t) = A \cdot \cos(\sigma t - \kappa) \quad \text{am Eingang des Gebietes}$$

Dabei bedeuten A die Amplitude, σ die Frequenz und κ die Phase der einlaufenden Gezeitenwelle.

Als Anfangsbedingung wird üblicherweise ein Ruhezustand vorgeschrieben:

$$u = v = 0, \zeta = 0$$

Bei einer eindimensionalen Behandlung der Bewegungsvorgänge vereinfachen sich die Gleichungen entsprechend.

Im folgenden wird eine kurze Übersicht über die HN-Modelle für die Ästuarformen A bis F gegeben. Die zugehörigen Gitternetze und die natürlichen Abmessungen gehen aus Bild 3 hervor; die dort gegebene Anordnung der Rechenpunkte ist der Struktur der Differentialgleichungen besonders gut angepaßt. In Bild 3 sind diejenigen Punkte besonders markiert, in denen die Tideschwingung angeregt wird.

Allen Modellen gemeinsam sind die folgenden Größen:

$\Delta x = 500 \text{ m}$	Räumlicher Gitterabstand zwischen gleichartigen Rechenpunkten
$h = 15 \text{ m}$	Wassertiefe
$r = 0,003$	Reibungsfaktor
$f = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$	Coriolisparameter
$A_H = 1 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$	Horizontaler Austauschkoeffizient
$\sigma = 28,984 \text{ }^\circ/\text{h}$	Winkelgeschwindigkeit der M_2 -Tide
$\kappa = 90^\circ$	Gezeitenphase am Eingang des Gebietes

Modelle A bis D

$\Delta t = 30 \text{ s}$	Zeitschritt
$A = 162,5 \text{ bzw. } 164,0 \text{ cm}$	Gezeitenamplitude am Kanaleingang

Modelle E, F

$\Delta t = 25 \text{ s}$

A = 151 bzw. 302 cm

Zeitschritt

Gezeitenamplitude am Kanaleingang

Die Rechnungen wurden jeweils so lange durchgeführt, bis sich Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten innerhalb des Kanals von Periode zu Periode nur noch um mm bzw. mm/s änderten; dazu waren maximal fünf Perioden erforderlich.

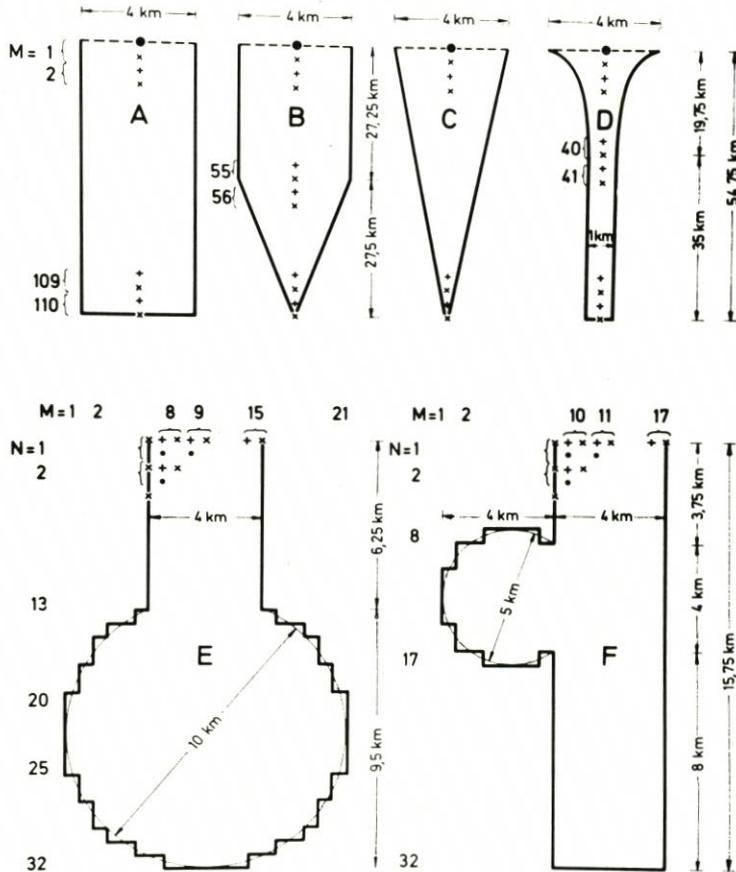


Abb. 3. Gitternetze für die untersuchten Ästuarformen

4. Vergleich der Ergebnisse

Die vorliegenden zahlreichen Messungen und numerischen Ergebnisse gestatten einen sehr detaillierten Vergleich zwischen den beiden Modellen. Innerhalb dieses Beitrages kann jedoch nur eine repräsentative Auswahl wiedergegeben werden. Die Resultate werden nur insoweit vorgestellt, als sie über den in Washington [3] berichteten Stand hinausgehen.

In Bild 4 ist für die Tidehübe im Kanal den berechneten Werten das jeweilige Meßresultat gegenübergestellt. Die erzielte Übereinstimmung ist durchweg recht gut. Die maximalen Abweichungen betragen wenige Zentimeter, über 50 % der Differenzen liegen im

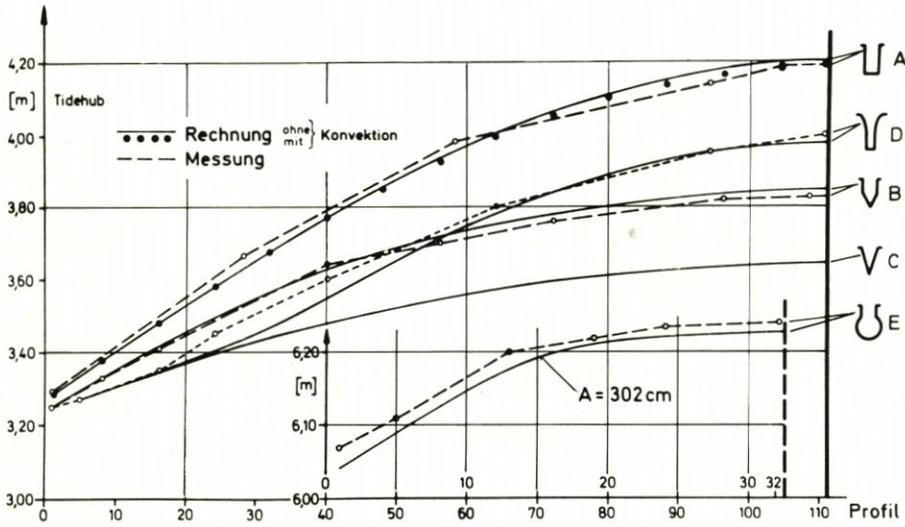


Abb. 4. Tidehübe bei den Formen A bis E

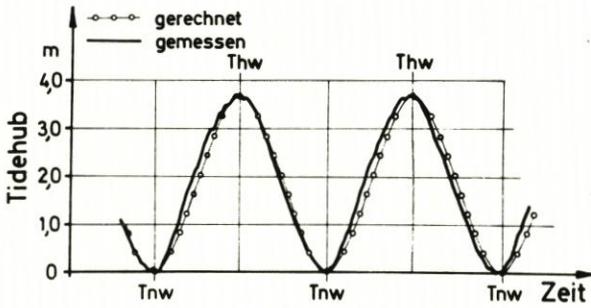


Abb. 5. Tidekurve im Profil 56 bei Form B

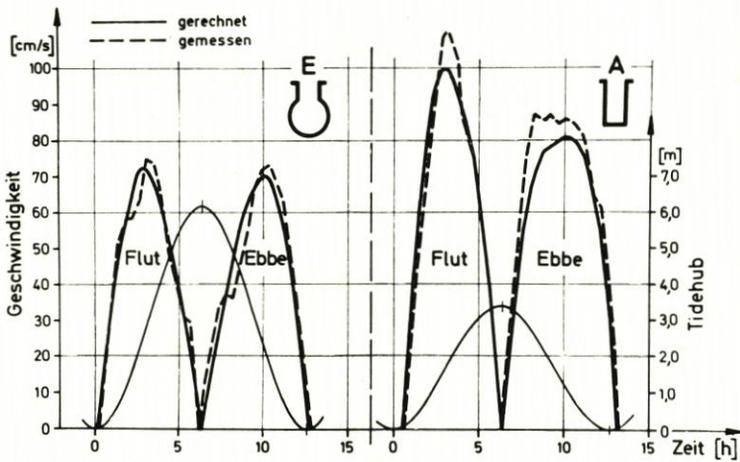


Abb. 6. Mittlere Strömungsgeschwindigkeiten während einer Tide im Profil 5 bei den Formen A und E

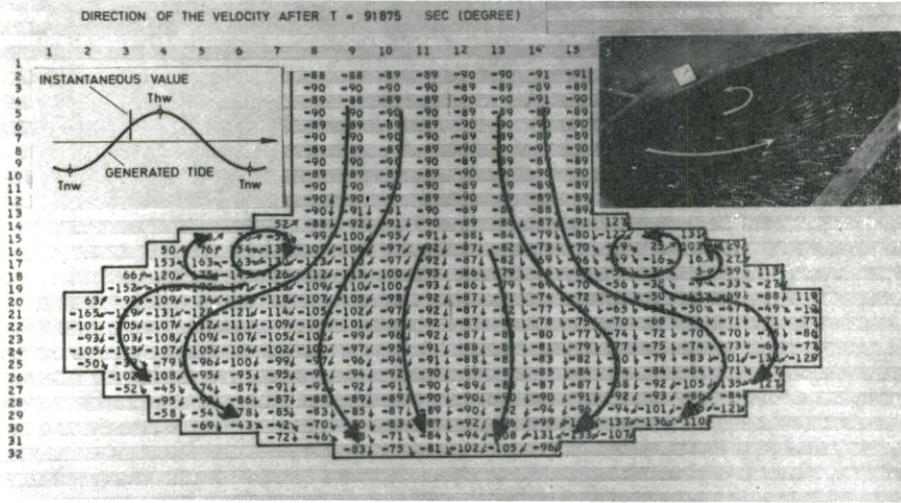


Abb. 7. Oberflächenströmungen bei Form E. Phase 5

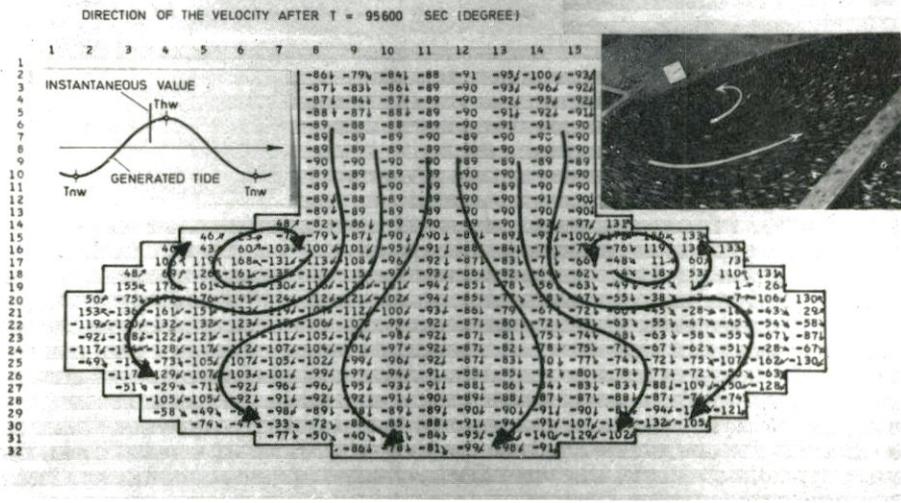


Abb. 8. Oberflächenströmungen bei Form E. Phase 6

Bereich der Meßgenauigkeit. Im mathematischen Modell wird die Konvektion zunächst vernachlässigt. Es zeigt sich jedoch, daß eine Berücksichtigung dieses Effektes die auftretenden Differenzen noch verringert (vgl. die eingetragenen Punkte für die Form A).

In Bild 5 ist ein Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Tidekurven im Querschnitt 56 des Ästuartyps B (Übergangsstelle Rechteck–Dreieck) für einige aufeinanderfolgende Gezeitenperioden vorgenommen worden. Die Übereinstimmung zwischen beiden Kurven ist in der Form, im Tidehub und der Tidedauer durchaus hinreichend.

Bei den Ästuarformen E und F (stilisierte Jade und Ems-Dollart) kam es im wesentlichen weniger auf einen detaillierten Vergleich der Wasserspiegellagen und Strömungs-

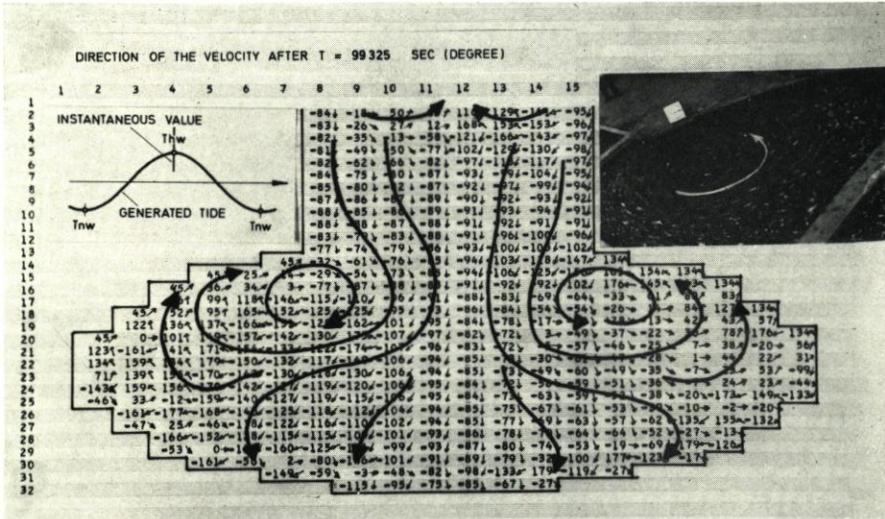


Abb. 9. Oberflächenströmungen bei Form E. Phase 7

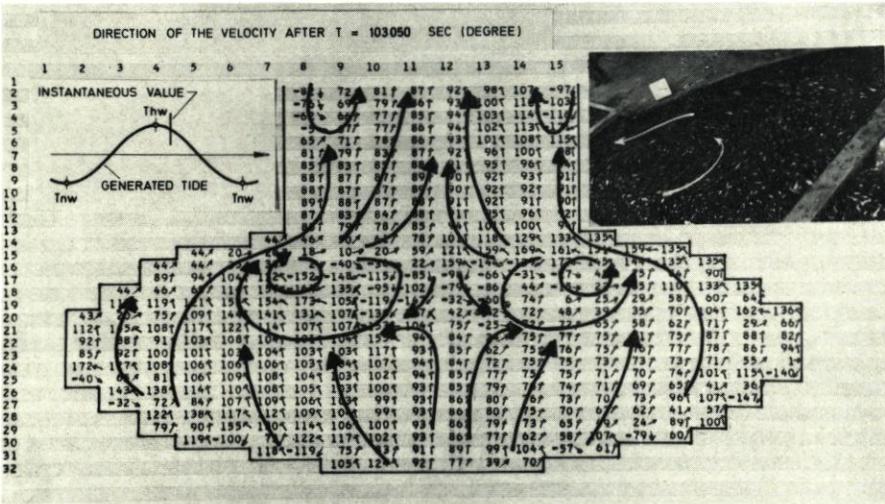


Abb. 10. Oberflächenströmungen bei Form E. Phase 8

geschwindigkeiten als vielmehr auf den Vergleich der Strömungsverhältnisse im gesamten Modell an, da die komplizierten geometrischen Verhältnisse auch entsprechende Strömungsbilder erwarten ließen.

In Bild 6 sind die gerechneten und gemessenen mittleren Strömungsgeschwindigkeiten während einer Tide einander gegenübergestellt. Die Flut- und Ebbkurven sind annähernd gleichartig, die Übereinstimmung ist befriedigend. Zum Vergleich sind noch die entsprechenden Kurven in Profil 5 für die Form A angegeben. Man erkennt, daß die wesentlichen Merkmale der Flut- und Ebbeverteilung übereinstimmen.

Von besonderem Interesse sind nun die Vergleiche der Strömungsbilder zunächst bei

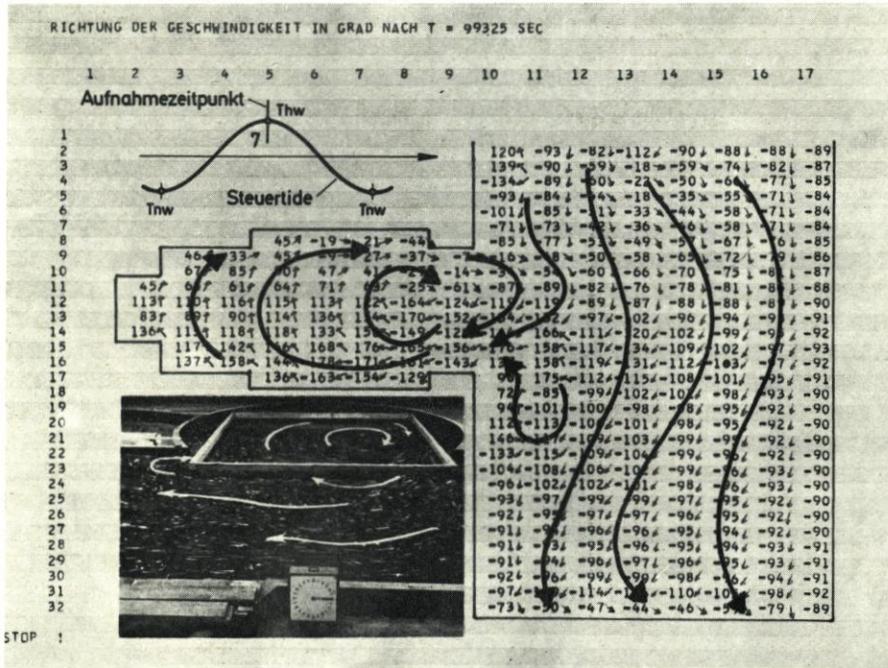


Abb. 13. Oberflächenströmungen bei Form F. Phase 7

zung ein völlig ablösungsfreies Strömungsbild. Offensichtlich war durch dieses Modell eine ausreichende Konservierung der Wirbelenergie nicht gewährleistet. Dieser Mangel konnte durch Berücksichtigung der konvektiven Terme behoben werden. Mit Hilfe der zur Messung im hydraulischen Modell synchronen Felddaten der Strömungsrichtungen ließ sich die Übereinstimmung einer klassischen Walzenentwicklung in beiden Modellen nachweisen.

Die Bilder 7 bis 10 zeigen jeweils die mit Pfeilen versehenen Felddaten der Stromrichtungen sowie das Photo der im hydraulischen Modell mit Hilfe von Papierschnitzeln sichtbar gemachten Strömungssituation zu verschiedenen aufeinanderfolgenden Gezeitenphasen. Im Bild 7 ist die Entwicklung der Drehwalze im Erweiterungsteil gerade eingeleitet, während im Bild 10 die Walze im Zeitpunkt ihrer größten Ausdehnung bei Einsetzen der Ebbeströmung gerade beginnt, sich aufzulösen. Eine wandnahe Strömung drängt sie in den zentralen Bereich des Ästuars ab.

Bei den flächenhaft ausgeprägten Formen E und F beansprucht die Frage nach dem Einfluß der Corioliskraft naturgemäß besonderes Interesse. Eine entsprechende Rechnung zeigte, daß i. a. die Wasserspiegellagen nur unwesentlich verändert werden, daß dagegen die Geschwindigkeitsfelder für bestimmte Gezeitenphasen erhebliche Umgestaltungen erfahren. Als Beispiel dafür zeigt Bild 11 die Stromverteilung für den letzten in Bild 10 dargestellten Zeitpunkt, jetzt aber mit Berücksichtigung des Corioliseffektes. Man erkennt eine tiefgreifende Veränderung, insbesondere natürlich eine unsymmetrische Ausprägung des Richtungsfeldes.

In Bild 12 und 13 werden zwei Strömungssituationen für die Ästuarform F gezeigt. Während sich zunächst im Erweiterungsteil zwei getrennte Walzen ausgebildet haben, wird dann kurz vor der Kenterung das ganze Kreisbecken von einer großen Walze ausgefüllt. Bemerkenswert ist die gute Übereinstimmung der Ausdehnungsbereiche. Gerade

zu diesem Zeitpunkt füllt die Walzenfläche auch noch einen Teil des Rechteckkanals aus und bewirkt eine Ablenkung der Stromfäden.

5. S c h l u ß f o l g e r u n g e n

Die Ergebnisse des hydraulischen und des mathematischen Modells stimmen für die hier behandelten Tidewellen insgesamt gesehen gut überein. Die wesentlichen Eigenheiten der Strömungsverhältnisse werden qualitativ wiedergegeben, der quantitative Vergleich zeigt fast ausnahmslos nur geringe Abweichungen zwischen den Meßwerten und den HN-Größen. Das gilt besonders für die „elementaren“ Ästuarformen A und B. Für diese Formen kann das hydraulische Modell weitgehend äquivalent durch das mathematische Modell ersetzt werden.

Für die Ästuarformen E und F hat ein detaillierter quantitativer Vergleich noch nicht stattgefunden. Die Ausbildung der Stromsysteme zu den einzelnen Gezeitenphasen ist jedoch im hydraulischen und im mathematischen Modell derart übereinstimmend, daß für globale Aussagen die beiden Modelle als gleichwertig anzusehen sind.

Auf Grund der Messungen ergab sich für das HN-Modell allgemein die wichtige Erkenntnis, daß die Konvektion bei den hier untersuchten Gezeitenvorgängen nicht zu vernachlässigen ist. Dagegen erwies sich ein einfacher quadratischer Reibungsansatz mit einem konstanten Reibungswert als ausreichend. Ein Vergleich der Rechnungen mit und ohne Berücksichtigung der Corioliskraft zeigt, daß für zweidimensionale Areale, insbesondere bei den Stromsystemen (nicht jedoch bei den Wasserspiegellagen) beträchtliche Unterschiede auftreten können.

Die hier vorgelegten Ergebnisse lassen es lohnenswert erscheinen, das mathematische Modell weiter zu verbessern. So soll künftig die Vertikalstruktur der Bewegung mit erfaßt und durch die Verwendung variabler Gitternetze eine noch bessere Anpassung an die natürliche Geometrie erreicht werden. Es erscheint dann möglich, für die hier behandelten oder ähnliche Fälle den Versuch im hydraulischen Modell gleichwertig durch das HN-Modell zu ersetzen. Der geringe Aufwand und die Flexibilität des mathematischen Modells fördern diese Entwicklung. Das hydraulische Modell kann andererseits bei denjenigen komplizierten dynamischen Fragen eingesetzt werden, für die es befriedigende mathematische Ansätze noch nicht gibt. Diese Arbeitsteilung sollte neben einer parallelen Behandlung beider Modelltypen zur wechselseitigen Vervollkommnung, schließlich zu einem übergeordneten mathematisch-hydraulischen Modell hinführen.

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

1. SÜNDERMANN, JÜRGEN: Die hydrodynamisch-numerische Berechnung der Vertikalstruktur von Bewegungsvorgängen in Kanälen und Becken. Mitt. Inst. f. Meereskunde, Univ. Hamburg, Nr. 19, 1971.
2. SÜNDERMANN, JÜRGEN, VOLLMERS, HANS: Tidewellen in Ästuarien. Die Wasserwirtschaft, 62, Heft 11, 1972.
3. VOLLMERS, HANS, SÜNDERMANN, JÜRGEN: Tidal Waves in Schematic Estuaries. XIIth Coastal Engineering Conference, Vol. III, Washington 1970.
4. VOLLMERS, HANS, SÜNDERMANN, JÜRGEN: Tidewellen in schematischen Ästuarien. Die Küste, Heft 21, 1971.

Verformung von Tidewellen im Flachwasserbereich

Von Hans-Werner Partenscky und Claude Marche

Summary

Several mathematical models have been lately presented which describe the tidal wave propagation within an estuary. The existing models derived from the method for damped co-oscillating tides are based on sinusoidal wave profiles.

Meanwhile, a tidal wave which moves upstream, generally exhibits a progressive deformation which tends to unbalance the length of time between flood and ebb tides. The actual profile is therefore no longer sinusoidal.

Our investigation uses the potential method, and takes into account the wave amplitude which is usually neglected compared with the water depth.

Finally, the velocity potential is obtained explicitly, using a double iterative method. Tidal elevation, particle velocities and trajectories are given by the same computer programmed algorithm.

Our study shows that 1) the phenomenon can be clearly visualized on the theoretical curves and 2) the magnitude of this deformation is inversely proportional to the water depth, becoming significant when the ratio η/h reaches the critical value of $1/10$.

Damping and geometrical effects are also considered and the theory was applied to the St. Lawrence Estuary. A partial positive reflection of the incoming tidal wave is assumed at the narrow section near Quebec, whereas a complete negative reflection is assumed at the entrance to Lake St. Peter. The calculated and observed wave profiles, velocity distributions, and phase shifts are in good agreement.

I. Einleitung

In den vergangenen Jahren wurde eine Reihe von ein- und zweidimensionalen mathematischen Modellen für die Beschreibung der Tidebewegung in Ästuarien entwickelt. Die von A. T. IPPEN und D. R. F. HARLEMAN entwickelten eindimensionalen mathematischen Modelle für das Delaware-Ästuar und die Bay of Fundy (1) sowie auch das vom Verfasser entwickelte Modell für den St.-Lorenz-Strom (2, 3), basieren auf der Methode der gedämpften kooszillierenden Tidebewegung, wobei ein sinusförmiges Wellenprofil vorausgesetzt ist.

Beim Einlaufen einer Tidewelle in ein Tideästuar verformt sich jedoch die Tidewelle stetig, so daß das wirkliche Wellenprofil, insbesondere bei Erreichen flacherer Ästuarbereiche, nicht mehr sinusförmig ist. In der folgenden Ableitung wird der Versuch unternommen, diese Verformung des Wellenprofils mathematisch zu erfassen, wobei insbesondere der Einfluß der Wassertiefe berücksichtigt wird.

II. Verformung einer Tidewelle in einem Rechteckkanal geringer Tiefe

1. Ursprünglich einlaufende Tidewelle

Das Geschwindigkeitspotential einer harmonischen Welle kleiner Amplitude, die sich in der positiven x-Richtung fortbewegt, ergibt sich als Lösung der allgemeinen Laplaceschen Differentialgleichung

$$\nabla^2 \phi_1 = 0$$

wobei der Index 1 für die ursprüngliche Welle verwendet ist.

Die für die Theorie von Oberflächenwellen kleiner Amplituden (Theorie 1. Ordnung von B. AIRY) gültigen Bedingungen werden als erfüllt vorausgesetzt. Im Gegensatz zu AIRYS Annahmen wird die freie Oberfläche jedoch nicht bei $z = 0$ angesetzt, sondern als veränderliche Größe $z = \eta_1$ in der nachfolgenden Ableitung behandelt.

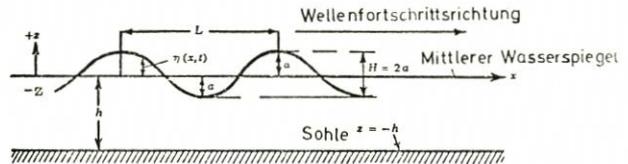


Abb. 1.
Definitions-Schema

Die Grenzbedingungen für die Lösung der Laplaceschen Gleichung ergeben sich dann wie folgt:

$$-\frac{\partial \phi_1}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \phi_1}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi_1}{\partial y} \right)^2 \right] + g \eta_1 = 0$$

Für $z = \eta_1$:

$$-\frac{\partial \eta_1}{\partial t} + \frac{\partial \phi_1}{\partial x} \cdot \frac{\partial \eta_1}{\partial x} - \frac{\partial \phi_1}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

Für $z = -h$:

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial z} = 0$$

Bei Vernachlässigung der Glieder höherer Ordnung können die Grenzbedingungen in vereinfachter Form geschrieben werden:

$$-\frac{\partial \phi_1}{\partial t} + g \eta_1 = 0$$

Für $z = \eta_1$:

$$-\frac{\partial \eta_1}{\partial t} - \frac{\partial \phi_1}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

Für $z = -h$:

$$\frac{\partial \phi_1}{\partial z} = 0$$

Die Grenzbedingungen nach (2) unterscheiden sich von den in der AIRYSchen Theorie üblichen Grenzbedingungen durch einen zusätzlichen Grad der Annäherung. Dies läßt den Schluß zu, daß die gesuchte Lösung für das Geschwindigkeitspotential in erster Annäherung in der folgenden Form geschrieben werden kann:

$$\phi_1 = \frac{ag}{\sigma} \frac{\cosh G_1 (h+z)}{\cosh G_1 h} \cos(G_1 x - \sigma t) = \frac{A_1 g}{\sigma} \cos(G_1 x - \sigma t) \quad (3)$$

Die Lösung nach Gleichung (3) erfüllt die Grenzbedingungen (2), wenn

$$\sigma^2 = g G_1 \tanh G_1 (h + \eta_1) \quad (4)$$

ist. In den vorstehenden Gleichungen ist a die Amplitude der Tidewelle und η_1 die momentane Auslenkung des Wasserspiegels von der Ruhelage ($z = 0$).

Dabei gilt:

$$\eta_1 = \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial \phi_1}{\partial t} \quad \text{und} \quad G_1 = \frac{2\pi}{L_1} = \text{veränderliche Wellenzahl}$$

Gleichung (4) gibt die Beziehung zwischen der Kreisfrequenz σ und G_1 an, wobei η_1 eine mit Zeit und Ort veränderliche Größe ist.

Die dritte Gleichung, die für die Lösung des Gleichungssystems (3) und (4) notwendig ist, ergibt sich aus der durch Naturbeobachtungen vollauf bestätigten Annahme, daß $\sigma = 2\pi/T = \text{konstant}$ ist.

Damit wird Gleichung (4) eine implizite Funktion von G_1 und die numerische Lösung des Gleichungssystems (3) und (4) wird mit Hilfe eines Computer-Programms möglich.

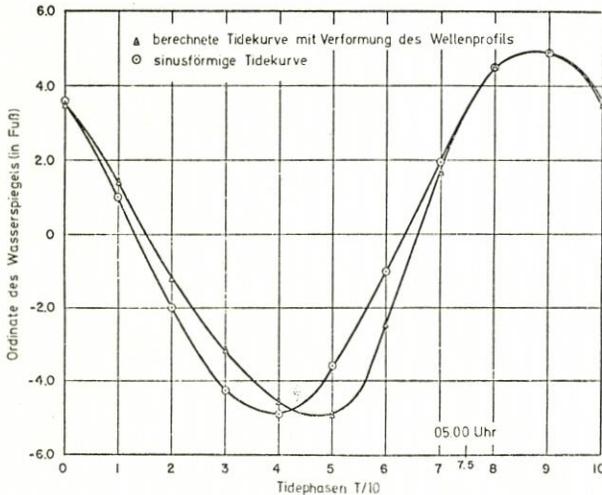


Abb. 2.
Verformung einer Tidewelle
in einem Rechteckkanal

Die Verformung der Tidewelle ist klar ersichtlich, wenn das Wellenprofil, das sich durch die numerische Lösung des vorgegebenen Gleichungssystems ergibt, mit der Sinusform des ursprünglichen Wellenprofils verglichen wird.

Abbildung 2 zeigt die Art der Wellenverformung, der eine Tidewelle von 5 Fuß (= 1,53 m) Amplitude unterworfen ist bei Fortschreiten in einem Kanal mit einer mittleren Wassertiefe von 15 Fuß (= 4,46 m).

Dabei wird besonders ersichtbar, daß der Anteil der Tideperiode für die Ebbphase $6/10$ der gesamten Tideperiode gegenüber $4/10$ für die Flutphase beträgt.

Die numerische Auswertung ähnlicher Beispiele mit verschiedenen Wassertiefen ergab, daß eine wesentliche Verformung des Tidewellenprofils erst bei Verhältniswerten von Tideamplitude zu Wassertiefe von

$$\eta/h > 0,10$$

auftritt.

2. Reflektierte Wellen

Die Anwendung der analogen Ansätze auf das Geschwindigkeitspotential einer am Querschnitt $x = B$ reflektierten Tidewelle im gleichen Rechteckkanal ergibt die folgende Gleichung:

$$\phi_2 = \frac{a_2 g}{\sigma} \frac{\cosh G_2 (h+z)}{\cosh G_2 h} \cos(G_2 x - \sigma t + \delta) = \frac{A_2 g}{\sigma} \cos(G_2 x - \sigma t + \delta) \quad (5)$$

wobei Index 2 für die charakteristischen Werte der reflektierten Welle benutzt wird.

Darin bedeuten:

$$G_2 = \frac{2\pi}{L_2} \quad \text{und} \quad \sigma^2 = g G_2 \cdot \tanh G_2 (h + \eta_2)$$

und außerdem für den Phasenwinkel zwischen der einlaufenden und reflektierten Welle:

$$\delta = 2n\pi - 2G_2 B.$$

3. Überlagerung der einlaufenden und reflektierten Welle

Das Geschwindigkeitspotential der resultierenden Welle ist durch die algebraische Summe der in Gleichung (3) und (5) gegebenen Geschwindigkeitspotentiale gegeben:

$$\Phi = \phi_1 + K_r \phi_2 \quad (6)$$

wobei K_r der Reflektionskoeffizient für die einlaufende Welle an der Stelle $x = B$ ist.

4. Berücksichtigung von Geometrie und Dämpfung des Tideästuars

Die Verallgemeinerung dieser Theorie im Hinblick auf eine praktische Anwendung erfordert die zusätzliche Berücksichtigung der Geometrie des Ästuars sowie der durch Reibung und Ungleichförmigkeiten des Querschnittes verursachten Dämpfung der Tidewelle.

Bei Berücksichtigung des GREENSchen Gesetzes für die reflektionslose Weiterleitung der Tideenergie bei sich der Breite und Tiefe nach in Fortschrittsrichtung der Welle veränderndem Querschnitt ergibt sich für den allgemeinsten Fall die folgende Gleichung:

$$\eta = a \left(\frac{b_B}{b_x} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h_B}{h_x} \right)^{\frac{1}{4}} \left[A_1 e^{-\mu(x-B)} \sin(G_1 x - \sigma t) - K_r A_2 e^{\mu(x-B)} \sin(G_2 x - \sigma t + \delta) \right] \quad (7)$$

mit der zusätzlichen Bedingung, daß

$$\sigma^2 = g G_1 \tanh G_1 (h + \eta_1) = g G_2 \tanh G_2 (h + \eta_2) \quad (8)$$

wobei h = mittlere Wassertiefe des jeweiligen Querschnittes

b = Oberflächenbreite des Querschnittes

μ = Dämpfungskoeffizient infolge Reibung und Ungleichförmigkeit des Querschnittes

B = Lage des Reflektionsquerschnittes in bezug auf den Koordinaten-Ursprung

A_1 und A_2 = Faktoren gemäß Gleichung (3) und (5) sind.

Gleichung (7) ist die allgemeinste Form für das Wellenprofil für ein beliebiges Ästuar, wobei vorausgesetzt wird, daß das GREENSche Gesetz erfüllt ist.

5. Geschwindigkeitskomponenten der Wasserteilchen

Nach der Definition des Geschwindigkeitspotentials ergeben sich die Horizontal- und Vertikalkomponenten der Geschwindigkeit eines Flüssigkeitselementes infolge der Wellenbewegung in einem Rechteckgerinne durch die partiellen Ableitungen des Geschwindigkeitspotentials nach den entsprechenden Richtungen:

$$u = - \frac{\partial \phi_1}{\partial x} = \frac{ag G_1}{\sigma} \frac{\cosh G_1 (h+z)}{\cosh G_1 h} \sin(G_1 x - \sigma t) \quad (9)$$

$$\text{und } v = - \frac{\partial \phi_1}{\partial z} = - \frac{ag G_1}{\sigma} \frac{\sinh G_1 (h+z)}{\cosh G_1 h} \cos(G_1 x - \sigma t) \quad (10)$$

Dabei wird der Wert von G_1 aus der impliziten Gleichung (4) auf numerischem Wege bestimmt. In Abbildung 3 wurde die zeitliche Änderung der Horizontalkomponente u für eine vorgegebene Tidewelle über eine Wellenperiode dargestellt. Bemerkenswert sind da-

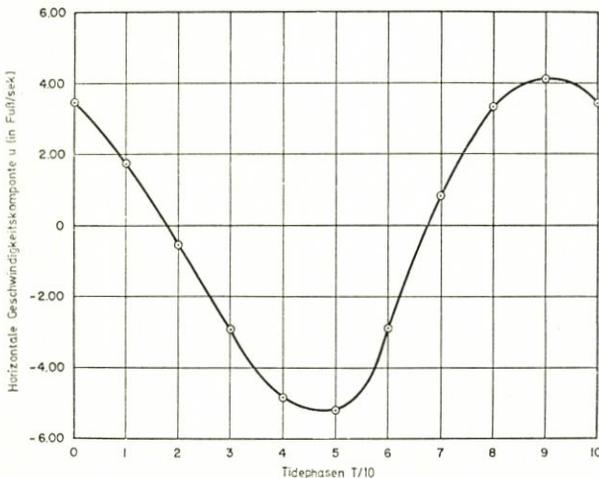


Abb. 3. Variation der horizontalen Geschwindigkeitskomponente über eine Periode

bei die unterschiedlichen Extremwerte der Geschwindigkeit für den Ebbe- und Flutstrom. Wie die Darstellung zeigt, liegen die Höchstwerte der horizontalen Geschwindigkeit beim Ebbestrom über denen des Flutstromes.

Aus der Kontinuitätsbedingung für inkompressible Flüssigkeiten folgt, daß die Flut- und Ebbestromdauer unterschiedlich sein muß. Dieses Ergebnis deckt sich mit dem mathematischen Ergebnis (vgl. Beispiel in Abbildung 2) sowie auch mit den Beobachtungen in der Natur.

6. Bahnlinien der Wasserteilchen

Ein weiteres Ergebnis der vorstehenden Ableitungen bezieht sich auf die Orbitalbewegungen der Flüssigkeitselemente. Letztere lassen sich aus nachstehender Differentialgleichung bestimmen:

$$\frac{dx}{u} = \frac{dz}{v} = dt \tag{11}$$

Bei der Integration des vorstehenden Gleichungssystems wird die Bewegung des Einzelteilchens nur als Funktion der Zeit aufgefaßt. Die Integration des Gleichungssystems (11) erfolgt auf numerischem Wege und ergibt die folgenden Ausdrücke:

$$x_{t_n} = \sum_{n=1}^n \int_{(n-1)\frac{T}{m}}^{n\frac{T}{m}} U(x_{n-1}, t_{n-1}) dt + x_0 \tag{12}$$

$$z_{t_n} = \sum_{n=1}^n \int_{(n-1)\frac{T}{m}}^{n\frac{T}{m}} W(x_{n-1}, t_{n-1}) dt + z_0 \tag{13}$$

Darin bedeuten:

- x_{t_n} bzw. z_{t_n} die momentanen Horizontal- bzw. Vertikalverschiebungen des Wasserteilchens aus seiner Ruhelage nach Ablauf des Zeitintervalls t_n ,
- und T/m den Zeitschritt der numerischen Integration (als Bruchteil der Wellenperiode T).

Abbildung 4 zeigt die sich aus diesen Ansätzen ergebende Bahnlinie eines Wasserteilchens für eine Tidewelle im Flachwasserbereich. Die nach AIRYS Theorie übliche ellipsenförmige Bahn ist in Richtung der Lotrechten nach unten verformt.

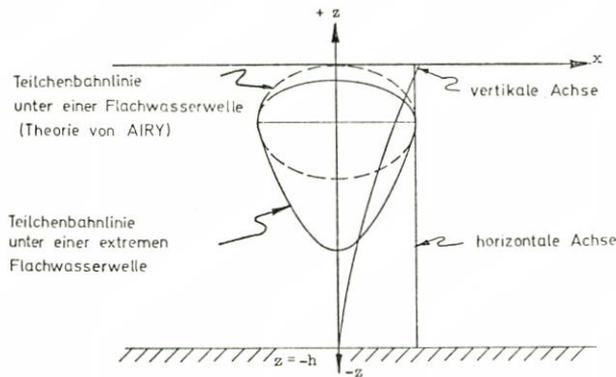


Abb. 4

Diese Deformation der Bahnlinien kann leicht mit Hilfe der Kontinuitätsbedingung erklärt werden, wenn man die unterschiedlichen Geschwindigkeitswerte für den Ebbe- und Flutstrom in Betracht zieht (vgl. Abbildung 3).

Die für verschiedene Wassertiefen berechneten Bahnlinien zeigen, daß auch bei der „quasi-elliptischen“ Orbitalbewegung der Wasserteilchen im Flachwasserbereich die hori-

zontale Achse der verformten Ellipse für jede Wassertiefe konstant bleibt, während der Wert der „vertikalen Achse“ mit der Tiefe abnimmt (Abbildung 4).

III. Anwendung des mathematischen Modells auf das Ästuar des St.-Lorenz-Stromes

1. Grundwerte des Ästuars

Das Ästuar des St.-Lorenz-Stromes umfaßt zwei Bereiche mit verschiedenen geometrischen Grundwerten. Der erste Teil umfaßt das Ästuar selbst zwischen seiner Ozeanmündung und der Engstelle bei Quebec City. Dieser Bereich ist gekennzeichnet durch relativ große Wassertiefe und trichterförmig sich nach oberstrom verengende Grundrißform.

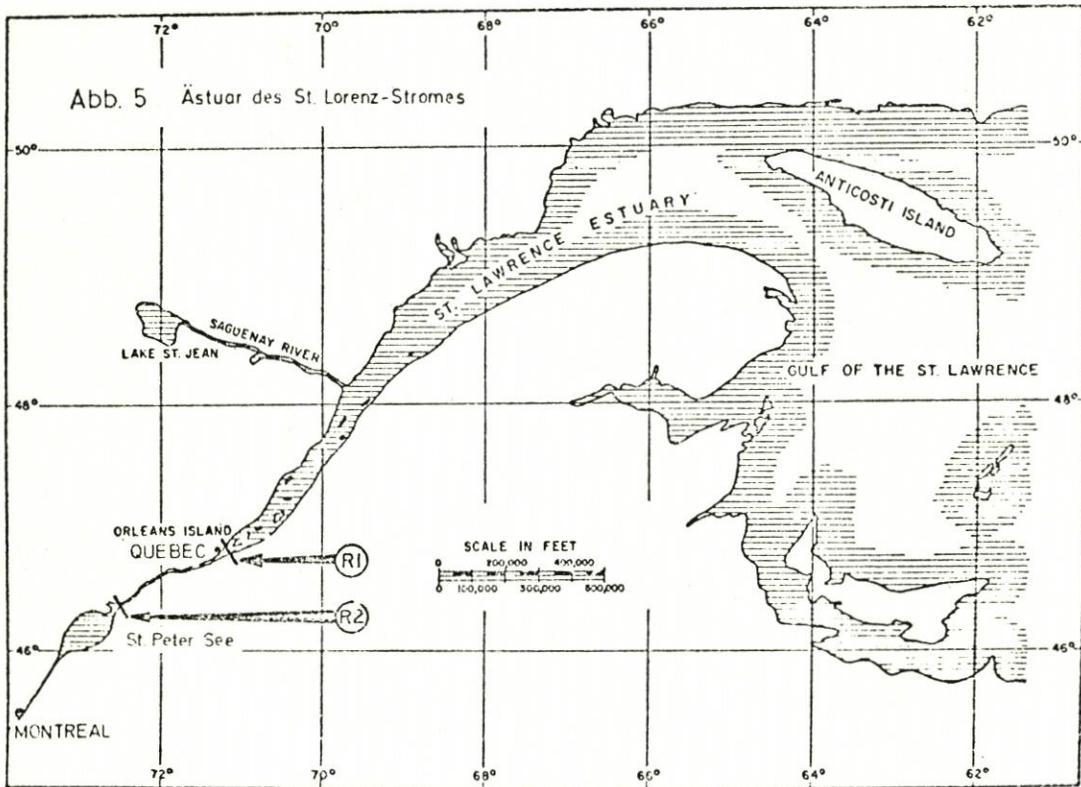


Abb. 5

Der zweite Teil ist durch etwa konstante Oberflächenbreite und sehr viel geringere Wassertiefe gekennzeichnet. Er wird nach oberstrom hin durch die Erweiterung des Flusses begrenzt, die unter dem Namen Lake St. Peter bekannt ist (Abbildung 5).

Diese beiden unterschiedlichen Bereiche des Ästuars rechtfertigen die Annahme, daß die einlaufende Tidewelle zunächst an der Engstelle bei Quebec (Querschnitt R 1) teilweise positiv reflektiert wird, während der Rest der Tideenergie an der plötzlichen Erweiterung

des Stromes am Lake St. Peter (Querschnitt R 2) einer vollständigen negativen Reflektion unterworfen ist.

2. Ergebnisse der Berechnung

Die Anwendung des im Vorstehenden entwickelten mathematischen Modells erlaubt die Vorhersage der Tidebewegung für einen beliebigen Querschnitt des Ästuars, das heißt, die Ermittlung der Tidekurven $\eta = f(t)$. Darüber hinaus ist es möglich, für einen gegebenen

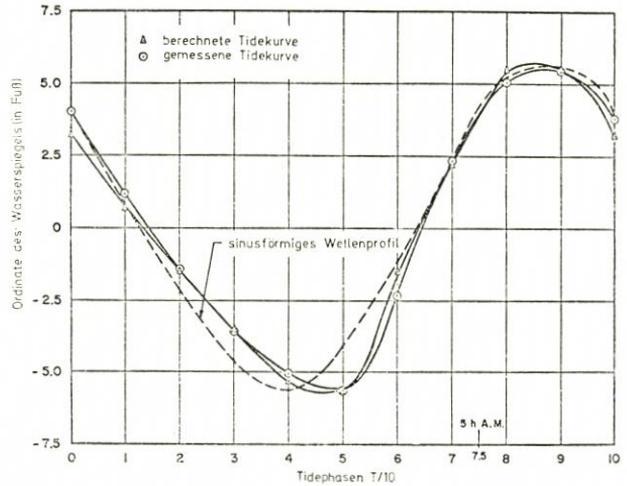


Abb. 6.
Vergleich der für die Tidestation bei Neville berechneten und gemessenen Tidekurve

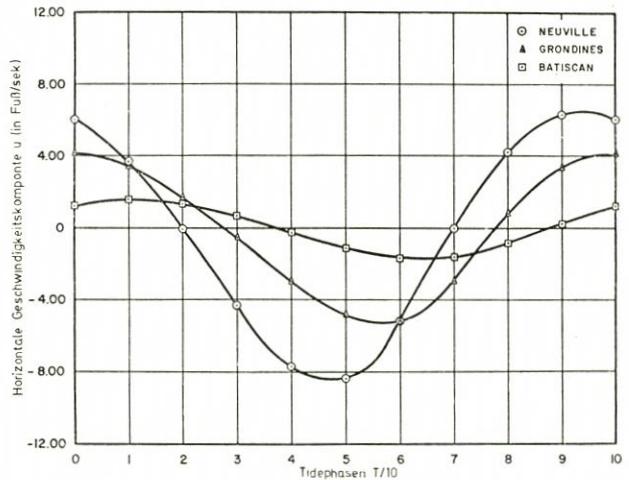


Abb. 7.
Variation der horizontalen Geschwindigkeitskomponenten bei Neville, Grondines und Batiscan

Zeitpunkt t die Tidewellenlinien $\eta = f(x)$ zu bestimmen. In Abbildung 6 wurde eine für die Station Neville mit Hilfe des mathematischen Modells berechnete Tidekurve der für mittlere Tideverhältnisse an gleicher Stelle gemessenen Tidekurve gegenübergestellt.

Die gemessenen und berechneten Tidekurven zeigen deutlich die Abweichung vom reinen Sinusprofil. Für die tieferen Bereiche des Ästuars konnte eine derartige Verformung der Tidekurven dagegen nicht nachgewiesen werden.

In Abbildung 7 wurde die Variation der horizontalen Geschwindigkeitskomponente $u = f(t)$ für drei verschiedene Tidestationen (Neuville, Grondines und Batiscan) des oberen Ästuars dargestellt. Dabei zeigte sich ein von der maximalen Geschwindigkeit abhängiger Unterschied zwischen den Extremwerten für Ebbe- und Flutstrom.

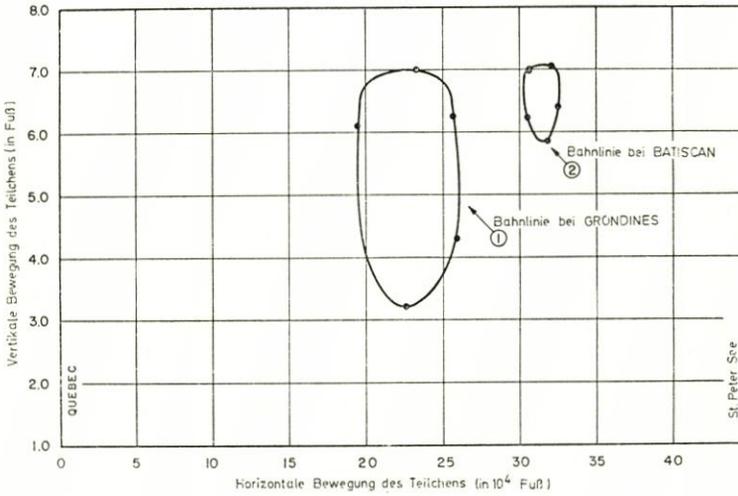


Abb. 8. Bahnlinien der Flüssigkeitselemente bei Grondines und Batiscan

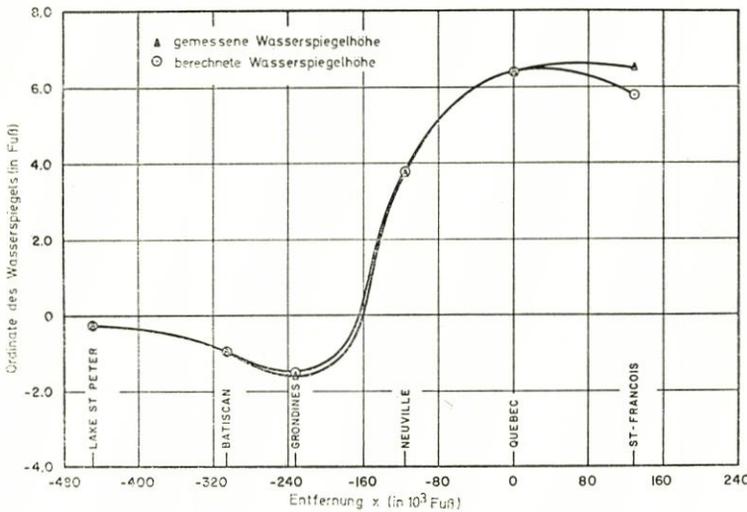


Abb. 9. Berechnete und gemessene Tidewellenlinie zwischen St. François und St. Peter See (6. 5. 1963, 5.00 Uhr)

Abbildung 8 zeigt die Bahnlinie eines Wasserteilchens in einer Höhe von 7 Fuß über der Sohle für den Querschnitt von Grondines. Zum Vergleich wurde die Bahnlinie eines weiteren nach oberstrom im Querschnitt von Batiscan befindlichen Teilchens dargestellt. Dabei zeigt sich deutlich der Einfluß der Wellendämpfung im weiter nach oberstrom gelegenen Querschnitt.

Abbildung 9 zeigt die mit Hilfe des mathematischen Ansatzes errechnete Tidewellenlinie im Vergleich zu der aus den verschiedenen Pegelaufzeichnungen ermittelten tatsächlichen Tidewellenlinien.

Der Verlauf der Tidewellen für die im flachen Bereich des oberwasserseitigen Ästuarbereiches gelegenen Pegelstation zeigt deutlich die erwartete Verformung des Wellenprofils.

Vergleichende Berechnungen für den wesentlich tieferen Bereich des Ästuars zeigten einen nahezu sinusförmigen Verlauf der Tidewellen sowohl für die berechnete Tidekurve als auch für die an den verschiedenen Pegeln gemessenen Kurven.

I V. Zusammenfassung der Ergebnisse

Das im Vorstehenden entwickelte Modell zeigte damit eine gute Übereinstimmung mit dem aus Naturmessungen bekannten Verlauf der Tidewelle am Beispiel des St.-Lorenz-Stromes. Gegenüber den bisher verwendeten mathematischen Modellen gleicher Art gibt das neu entwickelte Modell die Möglichkeit, insbesondere in flachen Bereichen eines Ästuars die Verformung der Tidewelle vorzuberechnen.

Nicht berücksichtigt wurde dabei der Einfluß des Oberwassers im Tideästuar, durch den eine zusätzliche Verformung des Tidewellenprofils im Prinzip zu erwarten ist. Bei dem gewählten Beispiel des St.-Lorenz-Stromes ist jedoch dieser Einfluß nahezu unbedeutend, während er bei deutschen Tideflüssen einen nicht unwesentlichen Einfluß auf die Verformung des Tidewellenprofils haben wird. Eine Erweiterung des hier dargelegten mathematischen Modells unter Einschließung des Oberwassereinflusses ist deshalb vorgesehen.

V. Schriftenverzeichnis

- (1) A. T. IPPEN und D. R. F. HARLEMAN: "Estuary and Coastline Hydrodynamics", McGraw-Hill, New York 1965.
- (2) H. W. PARTENSKY und R. VINCENT: "Tidal Motion in the St. Lawrence Estuary", Xth Conference on Coastal Engineering, Tokio, Sept. 1966.
- (3) H. W. PARTENSKY und J. C. WARMOES: "A Study of the St. Lawrence River tides estuary using a linearized mathematical model", Ecole Polytechnique, Montreal.
- (4) H. W. PARTENSKY und J. C. WARMOES: "Damped co-oscillating tides with negative reflection at the end of the estuary", IAHR, Kyoto 1969.
- (5) H. W. PARTENSKY und J. C. MARCHE: "Deformation of Tidal Waves in Shallow Estuaries", XIV. Conference on Coastal Engineering, Vancouver July 1972.

Probleme der Verunreinigung von Küstengewässern und Stränden durch Öl

Von Uwe Carow

Summary

Coastal areas and beaches are in danger of being polluted by oil. This danger is most threatening on much frequented shipping routes and in limited and relatively small sea-areas and bays of low depth f. i. North Sea and Baltic Sea. All investigations and measures should be taken after careful consideration of all factors of oil pollution in view of the danger to the existence of man, animals and plants.

Da der Hauptanteil der Ölproduktion auf dem Wasserweg transportiert wird, sind Küsten und Strände ständig der Gefahr einer Verschmutzung durch Öl ausgesetzt, einerseits durch unkontrolliertes Ablassen von Öl mit der Folge dauernder Verschmutzung, andererseits durch Kollisionen mit Tankschiffen. Diese Gefahr ist besonders groß an verkehrsreichen Schifffahrtsstraßen und in begrenzten, relativ kleinen Meeresgebieten und Buchten mit geringer Tiefe wie in Nord- und Ostsee. Seit 1955 haben sich in diesem Gebiet 6 Havarien mit Öltankern ereignet, die erhebliche Verschmutzungen zur Folge hatten.

Eine Ölverschmutzung erfolgt normalerweise in folgenden, zeitlich aufeinanderfolgenden Vorgängen: Ausfließen und Ausbreiten des Öls, Drift der Schmutzstoffe, Anlanden der Schmutzstoffe.

Der Umfang der technischen Maßnahmen zur Bekämpfung von Ölverschmutzungen ist von verschiedenen Faktoren abhängig:

Von Ursache, Ort und Zeitpunkt des Unfalls, von der ausgelaufenen Ölmenge, von der Art (Siedepunkt) des Öls und von den meteorologischen Gegebenheiten. In diesem Zusammenhang werden folgende Gesichtspunkte erläutert und kritisch betrachtet:

1. Die Unterschiede zwischen Ölverschmutzungen an Tideküsten und tidefreien Küsten
2. Die Auswirkungen des Öls auf Tiere, Pflanzen, Strände und Küstenschutzanlagen
3. Die natürlichen Einflüsse auf den Abbau von Öl und die Sekundärverschmutzung als Folge chemischer Behandlungsmaßnahmen
4. Die Vor- und Nachteile mechanischer und chemischer Bekämpfungsmethoden
5. Die Kontrolle und Berechnung des Driftweges und die Möglichkeit der Vorherbestimmung von Ort und Zeitpunkt der Anlandung des Öls unter Berücksichtigung der Wind-, Wellen- und Strömungseinflüsse
6. Die chemische Analyse von Ölproben und die Zurückrechnung des Driftweges als Methoden, um das die Verschmutzung verursachende Schiff zu identifizieren

Alle Maßnahmen müssen unter Berücksichtigung und Abwägung aller genannten Einflußfaktoren erfolgen, wobei die Gefahr einer Ölverschmutzung für das Leben von Mensch, Tier- und Pflanzenreich – d. h., die Gefahr für unsere Umwelt – sorgfältig abgeschätzt werden muß*).

*) Der vollständige Wortlaut des Vortrags ist veröffentlicht in „Proceedings of the Thirteenth Coastal Engineering Conference“, Vol. II, Ch. 146, P. 2543.

Stranderhaltung durch künstliche Sandzufuhr an der deutschen Nordseeküste

Von Johann Kramer

Zusammenfassung

An verschiedenen Stellen der deutschen Nordseeküste ist in den vergangenen zwei Jahrzehnten künstliche Sandzufuhr zur Stranderhaltung angewandt worden. Durch Untersuchungen konnten zahlreiche Fragen gelöst werden, die mit der künstlichen Sandzufuhr zusammenhängen, und darüber hinaus zusätzliche Informationen und Erfahrungen gewonnen werden. Gegenwärtig werden Sandvorspülungen in Langeoog und Sylt unternommen, wobei sie in einer Art ausgeführt werden, daß sie die größtmögliche Wirksamkeit erwarten lassen. Die hydrodynamischen Vorgänge und ihre Veränderungen, die sich durch die Sandvorspülung ergeben, sind der Inhalt dieses Berichtes.

Summary

Several artificial beach nourishments were completed during the last twenty years on the German North Sea coast. Investigations made it possible to settle different problems connected with artificial beach nourishment and to gain additional information and experience. At present beach nourishments at Langeoog and Sylt will be realized in a way which is expected to bring the highest effectiveness. The hydrodynamic processes in connection with these beach nourishments and their change in shape will be subject to the paper.

Der Beitrag baut auf allgemein zugängliche neuere Veröffentlichungen auf, die als Schrifttum angegeben sind. Von der Wiedergabe des Beitrages wird daher abgesehen.

Schriftenverzeichnis

1. KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, ARBEITSGRUPPE NORDERNEY: Gutachtliche Stellungnahme zu den Untersuchungen über die Ursachen der Abbrucherscheinungen am West- und Nordweststrand der Insel Norderney sowie zu den zum Schutz der Insel vorgeschlagenen seebautechnischen Maßnahmen. Die Küste, Jg. 1, H. 1, 1952.
2. KRAMER, J.: Beach rehabilitation by use of beach fills and further plans for the protection of the island of Norderney. Proc. of VII Conference on Coastal Engineering, Vo. 2, 1961.
3. LUCK, G.: Die zweite Strandaufspülung am Weststrand von Norderney. Jahresbericht der Forschungsstelle Norderney 1968. Bd. XX, 1970.
4. LÜDERS, K.; FÜHRBÖTER, A.; RODLOFF, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, Heft 23, 1972.
5. FÜHRBÖTER, A.; KÖSTER, R.; KRAMER, J.; SCHWITTERS, J.; SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, Heft 23, 1972.

Morphologische Untersuchungen zum Problem der tidebedingten Sandbewegung im Lister Tief

Von Johannes Ulrich und Horst Pasenau

1. Vorbemerkung	96
2. Einleitung	96
2.1. Regionale Voraussetzungen	97
2.2. Technische Voraussetzungen	99
3. Meßmethoden und Geräte	99
3.1. Navigation	99
3.2. Echolotung	100
3.3. Pegelnetz	100
3.4. Vermessung des Testfeldes	101
4. Auswertung und Darstellung der Vermessungsergebnisse	104
5. Morphologische Ergebnisse	104
5.1. Morphometrische Analyse der Rippelformen	104
5.2. Strömung und Sedimentbewegung	107
6. Schlußbemerkung	110
7. Zusammenfassung	110

Summary

Since June 1971 systematic morphological investigations were carried out in the "Lister Tief" area (north of Sylt) by the survey vessel "Sturmmöwe" (WSA Kiel). The main result of this survey work will be to explore the intensity and direction of the sand transport within an appropriate test field.

First technical experiences could be gained, and the comparison of two cruises (September 1971 and June 1972) gives interesting results; the most important ones are the following:

1. The distribution of giant and mega ripples as represented in the mapping of ripple types (fig. 1) is generally confirmed.
2. Additionally installed tide gauges (positions s. fig. 2) indicate clear deviations from the theoretically calculated tidal curve (fig. 3).
3. Sounding profiles transverse to the main direction of the tidal current are not qualified for morphological investigations on tidal ripples (fig. 4).
4. In test fields which are characterized by an extremely strong tidal current, all deviations from the course must be recorded with the aid of an exact working navigation system (fig. 5). In this case hydrodist navigation system was used.
5. The comparison of seven sounding profiles obtained during two repetitive courses shows clearly the tendency of the sand movement in the northern part of the test field as well as the E-W migration of the giant and mega ripples which all are ebb-tide orientated (fig. 6).
6. The areas which are characterized by flood-tide or ebb-tide orientation of the giant ripples could be delimited (fig. 7). In the southern part of the test field most of the ripples have flood-tide orientated forms, in the northern part most of them are formed by ebb-tide action.
7. Drift current measurements (fig. 8) and analysis of the grain size (table 1) have confirmed the supposition of a prevailing transport of suspended material.
8. The comparison of the run ripples crest resulting from two surveys signifies the direction of the movement of the sediment bodies (fig. 9).
9. A series of sounding profiles of two survey cruises characterizes the result of the morphological variation during a period of 9 months (fig. 10 and 11).

10. The extent of the area of the westward moving forms seems to be smaller than of the eastward moving. At present this doesn't allow any quantitative conclusions.

1. Vorbemerkung

Im Rahmen des Schwerpunktprogrammes „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft wurde im Juni 1971 mit speziellen morphologischen Vermessungs- und Kartierungsarbeiten im Testfeld „Lister Tief“ nördlich Sylt begonnen. Diese Untersuchungen gehen auf eine in den Jahren 1968 bis 1971 durchgeführte generelle Bestandsaufnahme der für die Sandbewegung in der Deutschen Bucht als Indikatoren dienenden submarinen Bodenformen zurück, deren Ergebnisse nunmehr vorliegen (J. ULRICH 1973). Auf Grund dieser großräumigen Kartierung lassen sich zahlreiche Riesen- und Großrippelgebiete erkennen, die für ein Studium der morphologischen Veränderungen sowie der Intensität und Richtung des Sandtransportes besonders geeignet sind. Zehn dieser potentiellen Testgebiete seien im folgenden genannt:

Lister Tief, Hörnum-Tief, Norder- und Mittelhever, Norderpiep, Nordergründe (Tillmündung), Hohewegrinne, Innenjade, Wangerooger Fahrwasser, Norderneyer Seegat, Borkumriff-Grund.

In diesen Testgebieten dürfte es sich lohnen, die Bewegungsvorgänge durch regelmäßig zu wiederholende, engabständige Vermessungskurse zu untersuchen, um dadurch einen Überblick über die jeweils vorherrschenden lang- und kurzfristigen Sandtransporttendenzen zu erhalten. Eines dieser Testgebiete ist das zwischen den Inseln Sylt und Röm gelegene Lister Tief, das – wie aus o. a. Untersuchung bekannt wurde – extrem hohe zusammenhängende Riesenrippelfelder aufweist und dessen Sedimentdecke wahrscheinlich durch die im W von Sylt abgetragenen Sandmassen beeinflusst wird.

Diese langfristigen Bewegungsvorgänge in Verbindung mit der möglicherweise vorhandenen Umlagerung der Riesen- und Großrippeln zu erfassen und tidebedingte, kurzfristige Pendelbewegungen zu messen sowie die damit in Zusammenhang stehenden Suspensions- und Ablagerungsvorgänge zu untersuchen, ist das Hauptziel dieser Arbeiten. Als Fernziel soll angestrebt werden, auf der Grundlage einer möglichst exakten Massenbilanzrechnung die generelle Tendenz der Sedimentbewegung zu erfassen.

2. Einleitung

Als Folge des besonders intensiven Tidestromes und der dadurch bedingten – im großen und ganzen rhythmisch verlaufenden – Sedimentbewegung haben sich im Lister Tief extrem hohe Riesen- und Großrippeln in zusammenhängenden Feldern herausgebildet, deren Begrenzungen zwar inzwischen bekannt sind (vgl. Abb. 1), deren Formen, Ausdehnung, Neigungsverhältnisse und Veränderungen jedoch bisher noch nicht untersucht wurden. Es muß aber vermutet werden, daß es sich bei den submarinen Rippeln im Lister Tief um besonders instabile Teile der Sedimentdecke handelt, deren Erforschung repräsentative Erkenntnisse über Richtung und Intensität des Sandtransportes in stark tidedurchströmten Meeresbuchten bringt, so daß diese Untersuchungsergebnisse auch für andere Regionen mit ähnlicher Topographie des Meeresbodens und der ihn umgebenden Küsten Gültigkeit haben.

Bevor über die Meßmethoden und Geräte, mit denen die Untersuchungen durchgeführt wurden, berichtet wird, seien einige Angaben über die regionalen und technischen Voraussetzungen für die Vermessungsarbeiten gemacht.

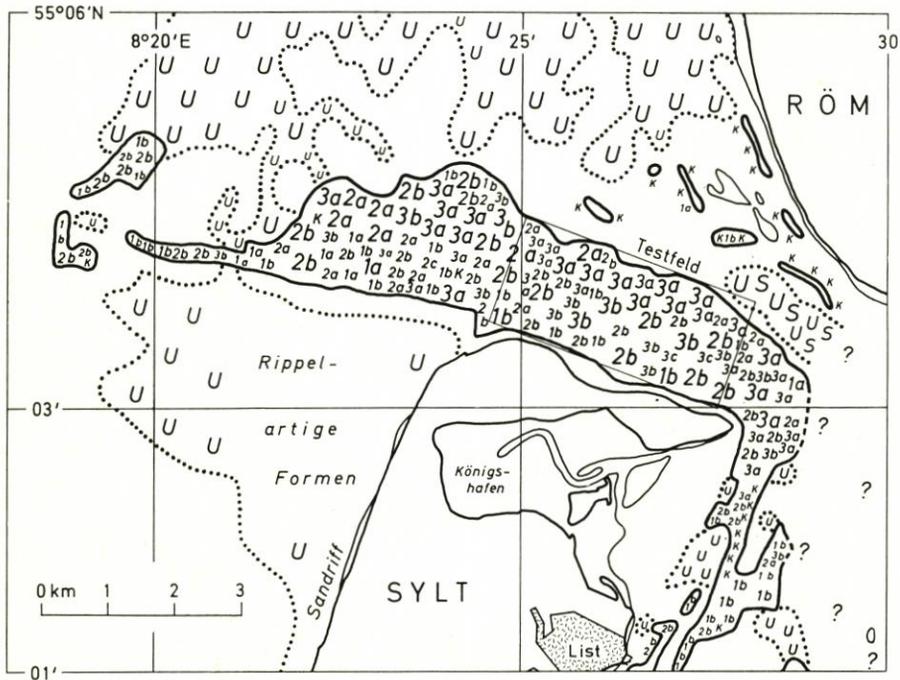


Abb. 1. Verbreitung der Riesen- und Großrippeltypen im Lister Tief. Ausschnitt aus Karte 1 der Rippeltypenkartierung von J. ULRICH (1973) mit Lage des Testfeldes. Dargestellt sind die für Sandbewegungsvorgänge typischen Bodenformen, wie Riesen- und Großrippeln ($> 0,5$ m Höhe), Rippel-Kleinformen ($< 0,5$ m Höhe), Sandrücken (S) und unregelmäßige Formen (U), deren Identifizierung geologischer Hilfsmittel bedarf. Die stark umrandeten Bereiche stellen Gebiete mit Bodenrippeln dar, deren Klassifizierung nach Höhe und Neigung im Lotprofil erfolgte: Typ k: $< 0,5$ m; Typ 1: $0,5-1$ m; Typ 2: $1-2$ m; Typ 3: > 2 m; a: steil; b: mittel; c: flach geneigt; hierzu weitere Erläuterungen in o. a. Publikation

2.1. Regionale Voraussetzungen

Über die geologischen und hydrographischen Verhältnisse im Lister Tief hat vor allem C. HUNDT (1959) grundlegende Untersuchungen angestellt. Weiterhin ist in den Arbeiten von L. MEYN (1876), F. MAGER (1927), F. MÜLLER und O. FISCHER (1938), F. ZAUSIG (1939) und K. GRIPP (1944) diese Region im Rahmen einer Deutung der geologisch-sedimentologischen Vorgänge im Raum Sylt behandelt worden. Bisher fehlte jedoch eine detaillierte Kartierung der submarinen Bodenformen ebenso wie einigermaßen präzise Angaben über die den Sandtransport bewirkenden Bodenstromgeschwindigkeiten. Außerdem haben sich die topographischen und sedimentologischen Verhältnisse in den letzten 30 Jahren gerade in diesem Gebiet stark geändert, so daß auch zur Deutung der langfristigen Veränderungen eine exakte Vermessung der Gewässersohle notwendig wurde. Die hier im Rahmen des Schwerpunktprogrammes „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft durchgeführten Grundlagen-Untersuchungen erstrecken sich sowohl auf die topographische Vermessung des Bodenreliefs und seiner Veränderungen als auch auf die gelegentliche Erfassung der Strömungsverhältnisse in Bodennähe. Die gegenwärtige Zusammensetzung der Sedimentdecke hinsichtlich Korn-

größenverteilung und Schichtung sowie deren Veränderungstendenzen werden – ebenfalls im Rahmen dieses Schwerpunktes – durch die Arbeitsgruppe Dr. Lüneburg (Institut für Meeresforschung Bremerhaven) untersucht.

Topographisch gesehen handelt es sich beim Lister Tief um eine rinnenförmige Vertiefung zwischen zwei Inseln, die dem Tidestrom einen Zugang zu den künstlich abgeschlossenen Wattgebieten ermöglicht. Die Wassertiefen betragen im Lister Tief im allgemeinen 20 m; sie erreichen in dem vor dem Lammeläger Sand gelegenen Kolk maximal z. Z. rund 40 m (Abb. 2).

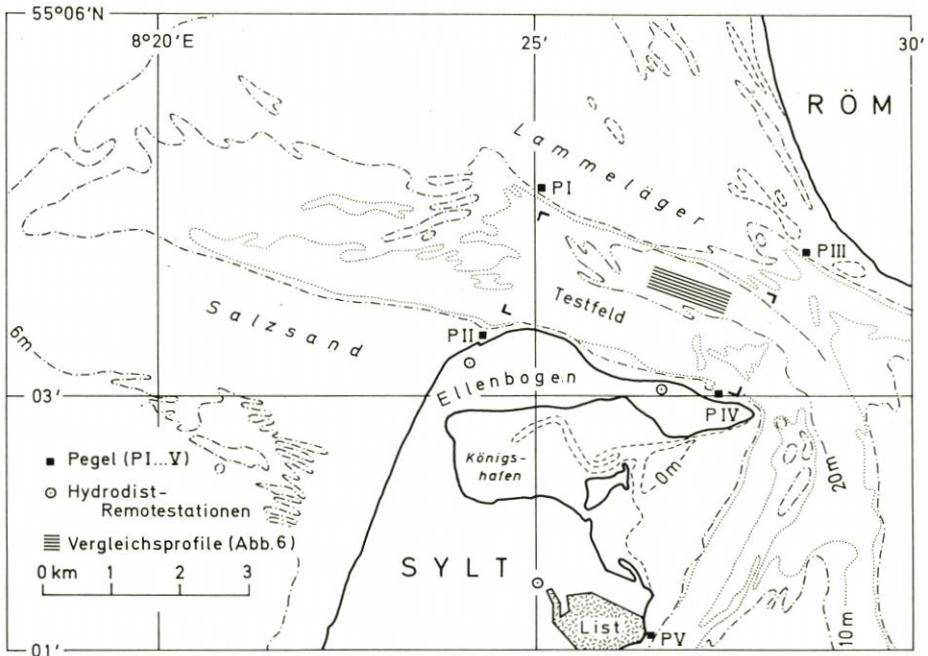


Abb. 2. Tiefenkarte des Lister Tiefs mit Lage der Pegel PI bis PV, der Hydrodist-Remotestationen und der in Abb. 6 dargestellten Vergleichsprofile

Es sei darauf hingewiesen, daß ein wesentlicher Vorteil für die Durchführung dieser Untersuchungen in der Tatsache liegt, daß eine Oberwasserführung – wie sie die großen Flußästuare aufweisen – hier fehlt und daß auch in der Umgebung des Testfeldes keine Verzweigungen vorhanden sind, die durch zusätzliche Zu- und Abflüsse die Meßergebnisse entscheidend beeinflussen könnten. Es handelt sich also um ein abgeschlossenes Einzugsgebiet.

Schließlich kann es als Vorteil für die Vermessungsarbeiten angesehen werden, daß nur selten extreme Windwetterlagen zu entscheidenden Störungen führen. Auch Behinderungen durch ständigen Schiffsverkehr fehlen hier nahezu gänzlich. Die geographische Lage des Testfeldes wird durch die Verbreitung und Abgrenzung der im Lister Tief kartierten Riesen- und Großrippelfelder bestimmt (Abb. 1). Seine Längserstreckung in WNW/ESE-Richtung beträgt 3,6 km, seine Breitenausdehnung 1,6 km. Es handelt sich also – wie Abb. 2 zeigt – um ein rechteckiges Vermessungsgebiet von 5,76 km² Fläche, das zwischen den 6-m-Isobathen vor der Ellenbogenküste im S und dem Lammeläger im N liegt.

2.2. Technische Voraussetzungen

Die grundlegenden Untersuchungen zur morphologischen, hydrographischen und geologischen Dynamik im Lister Tief können zugleich als ein Teil des gegenwärtig sehr aktuellen Projektes „Testfeld Sylt“ angesehen werden, da möglicherweise die Auswirkungen der Sandvorspülung bei Westerland bis in den Bereich des Lister Tiefes zu verfolgen sein werden. Die technischen Voraussetzungen für die Durchführung der Vermessungsarbeiten im Testfeld wurden in erster Linie durch die Amtshilfe des Wasser- und Schiffsamtes Kiel geschaffen. Dankenswerterweise wurde das Vermessungsschiff „Sturmmöwe“ (Länge 17 m, Tiefgang 1,60 m) mit einem erfahrenen Hydrodist-Vermessungstrupp zur Verfügung gestellt, so daß die Untersuchungen im Sommer 1971 beginnen konnten.

Seither haben folgende Vermessungsfahrten stattgefunden:

Fahrt Nr.	Termin	Durchgeführte Arbeiten
I.	7. – 11. Juni 1971	Vermessung, Bodenproben, Bodenakustik
II.	16. – 20. August 1971	Vermessung
III.	29. 9. – 1. Oktober 1971	Vermessung
IV.	17. – 21. April 1972	Vermessung, Bodenproben, Bodenakustik
V.	19. – 23. Juni 1972	Vermessung, Bodenproben, Bodenakustik, Driftstrommessungen
VI.	7. – 11. August 1972	Vermessung, Driftstrommessung
VII.	9. – 13. Oktober 1972	Vermessung, Driftstrommessung, Side-Scan-Sonar
VIII.	16. – 18. Januar 1973	Vermessung, Bodenproben
IX.	7. – 11. Mai 1973	Vermessung, Bodenakustik, Bodenproben, Driftstrommessungen

Die technischen Vermessungseinrichtungen des Schiffes und die Erfahrungen der Hydrodist-Gruppe boten die Gewähr für eine genaue und sehr häufige Bestimmung der Schiffsorte. Günstige Aufstellungsbedingungen für die Hydrodist-Remotestationen waren durch die Existenz von Leuchttürmen, Festpunkten und guten Verbindungswegen gegeben. Die Einrichtung zusätzlicher Pegel (Standorte s. Abb. 2) ermöglichte eine exakte Erfassung der Wasserstandsschwankungen während der Vermessungsfahrten.

Für die Messung der Strömungsgeschwindigkeiten in 1 bis 10 m Wassertiefe wurden Driftstromkörper eingesetzt. Bodenprobenentnahmen erfolgten mit dem Van-Veen-Greifer; bodenakustische Untersuchungen der Sedimente sowie Arbeiten mit dem Rammlot wurden durch die Arbeitsgruppe Dr. Lüneburg (IfM Bremerhaven) vorgenommen. Über die hierbei erzielten Ergebnisse wird getrennt berichtet werden.

3. Meßmethoden und Geräte

3.1. Navigation

Während der Meßfahrten wurde für die Ortsbestimmung ausschließlich das elektronische Entfernungmeßsystem der südafrikanischen Firma Tellurometer, MRB 200, in

der speziellen Auslegung für hydrographische Einsätze auch als *Hydrodist* bekannt, benutzt. Über die Wirkungsweise dieses Systems und seine Genauigkeit ist u. a. ausführlich von W. LOHRBERG (1960), D. GROTHENN (1964), H. KOWALSKI (1968) und H. WEITZ (1968) berichtet worden. Hier sei nur kurz das Grundprinzip angesprochen: Aus der Phasenverschiebung elektromagnetischer Wellen zwischen zwei Sendern wird ihre Laufzeit und hieraus wiederum die Entfernung der Sender zueinander bestimmt, in dem man von einem bekannten Brechungsindex der Luft für elektromagnetische Wellen ausgeht. Änderungen der meteorologischen Verhältnisse beeinflussen hierbei die Messungen; der Gesamtfehler dieses Navigationssystems bleibt aber bei den speziellen Verhältnissen im Untersuchungsgebiet im Bereich von $\pm 1,5$ m, was von anderen Ortsbestimmungsverfahren auf See kaum noch unterboten werden kann. Von zwei festen Remotestationen an Land (Standorte siehe Abb. 2) werden durch die entsprechenden Master-Stationen an Bord die jeweiligen Entfernungen gemessen und über den Bogenschnitt der Standort des Schiffes bestimmt. Die Ablesung und Protokollierung erfolgt an Bord. Die technischen Vorbereitungen für eine Digitalisierung der Meßwerte und die Übernahme auf geeignete Datenträger (bereits an Bord) werden z. Z. getroffen.

3.2. Echolotung

Für die Tiefenmessung fand der Vermessungsechograph LAZ 17 mit magnetostruktivem Schwingersystem LSE 56 EW der Firma ELECTRO-ACUSTIC KIEL Verwendung. Die Schallausstrahlung bzw. -aufnahme erfolgt durch eine Schwingfläche von $91,2 \text{ cm}^2$ mit 50 kHz. In den Registrierungen auf elektrosensitivem Funkendurchlaufpapier entspricht bei der hier verwendeten Geräteeinstellung 1 cm einer Tiefe von 1,35 m; in der Horizontalen ergibt sich ein mittlerer Maßstab von 1:4500, die Lotungsfolge beträgt 9 Impulse/sec. Eine nachträgliche Beschickung der Lotungen auf die Ortsschallgeschwindigkeit ist nicht nötig, da das Gerät bereits an Bord auf eine mittlere Schallgeschwindigkeit eingestellt wurde. Wiederholte Nacheichungen während einer Meßperiode zeigten nur sehr geringe Abweichungen, die theoretische Tiefenfehler im Zentimeterbereich bewirkt hätten, so daß sie vernachlässigt werden konnten.

3.3. Pegelnetz

Im Lister Tief rechnet man mit einem mittleren Tidenhub von $1,71 \text{ m}^1$). Amtliche Vermessungen werden mit auf den Pegel List-Hafen bezogenen Werten beschickt. Für nautische Belange sind die dabei auftretenden Ungenauigkeiten ohne Bedeutung. Bei unseren speziellen Untersuchungen mußten aber auch jene Abweichungen vom mittleren Tideverlauf bei extremen Windlagen berücksichtigt werden, die bei der Extrapolation vom Pegel List-Hafen nur sehr ungenau erfaßt werden. Durch großzügige Mithilfe der deutschen und dänischen Wasser- und Schifffahrtsverwaltungen war es möglich, vier selbstschreibende Pegel annähernd an den Eckpunkten des Testfeldes einzurichten (siehe Abb. 2). Die Pegel P 1, P 3 und P 4 wurden nur vorübergehend betrieben, während der Pegel List-West dauernd registrierte und z. Z. zum Fernpegel ausgebaut wird. Als Pegelgeräte kamen unterschiedliche Fabrikate zum Einsatz; P 1 und P 3 hatten eine Registrierdauer von 1 Monat. Zwar war die Betreuung der Pegel zeitweise durch schlechtes Wetter erschwert,

¹⁾ Angabe: Wasser- und Schifffahrtsamt Tönning.

doch lieferten die Geräte ausreichend Material, um eine exakte Beschilderung vornehmen zu können (Abb. 3). Die Ergebnisse des Vergleichs der Wetterdaten der Station List mit den Pegeldaten werden später noch ausführlich dargestellt (H. PASENAU, 1974).

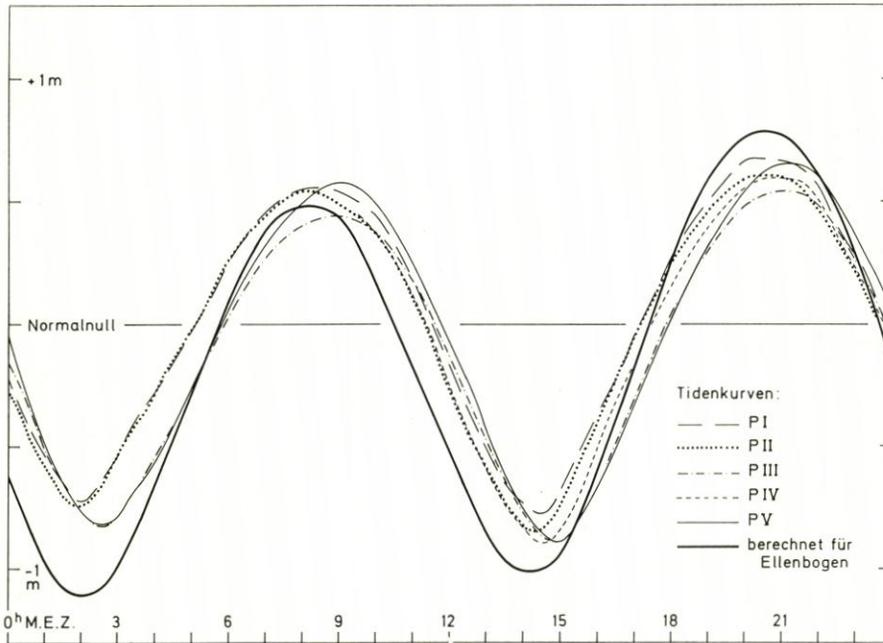


Abb. 3. Pegelregistrierungen aller Schreibpegel, die während der Reise V eingesetzt waren, und Vergleich mit der theoretisch berechneten Tidekurve für den Ellenbogen-Bereich

3.4. Vermessung des Testfeldes

Um die Einflüsse extremer Wetterlagen besonders im Herbst und Winter auf die Veränderungen des Bodenreliefs mittelbar über die Wasserbewegung zu erkennen, erschien es notwendig, die Untersuchungen auf einen längeren Zeitraum, d. h. einige Jahre, auszuweiten. Ob solche Einflüsse überhaupt erkennbar sind, war im voraus nicht zu sagen. Die Beantwortung dieser Frage ist ein grundsätzliches Ziel dieser Untersuchungen.

Das Areal sollte systematisch in zweimonatigem Abstand abgelotet werden. Organisations- und witterungsbedingte Abweichungen von einem festen Terminplan mußten in Kauf genommen werden (siehe Tabelle 1). Die herkömmliche Methode, Flüsse, Stromrinnen, Fahrwasser etc. bathymetrisch zu vermessen, ist das Abloten senkrecht von Ufer zu Ufer oder wenigstens annähernd rechtwinklig zur Achse des Sohlenverlaufes. Aus solchen Vermessungsergebnissen lassen sich verhältnismäßig einfach die für die Schifffahrt wichtigen Tiefenlinien („nautische Warnlinien“) konstruieren. Abb. 4 zeigt jedoch sehr deutlich, daß es unmöglich ist, aus solchen Profilen zutreffende Aussagen über die aus den oben erwähnten Untersuchungen (J. ULRICH, 1973) bekannte Rippelgliederung an der Sohle des Lister Tiefs zu machen, eine Tatsache, auf die bereits A. H. STRIDE (1960) im Hinblick auf die Rippelvorkommen vor der südenglischen Küste hingewiesen hat. Entsprechend der generellen Richtung des Tiefs wurde ein Grundvermessungsnetz von

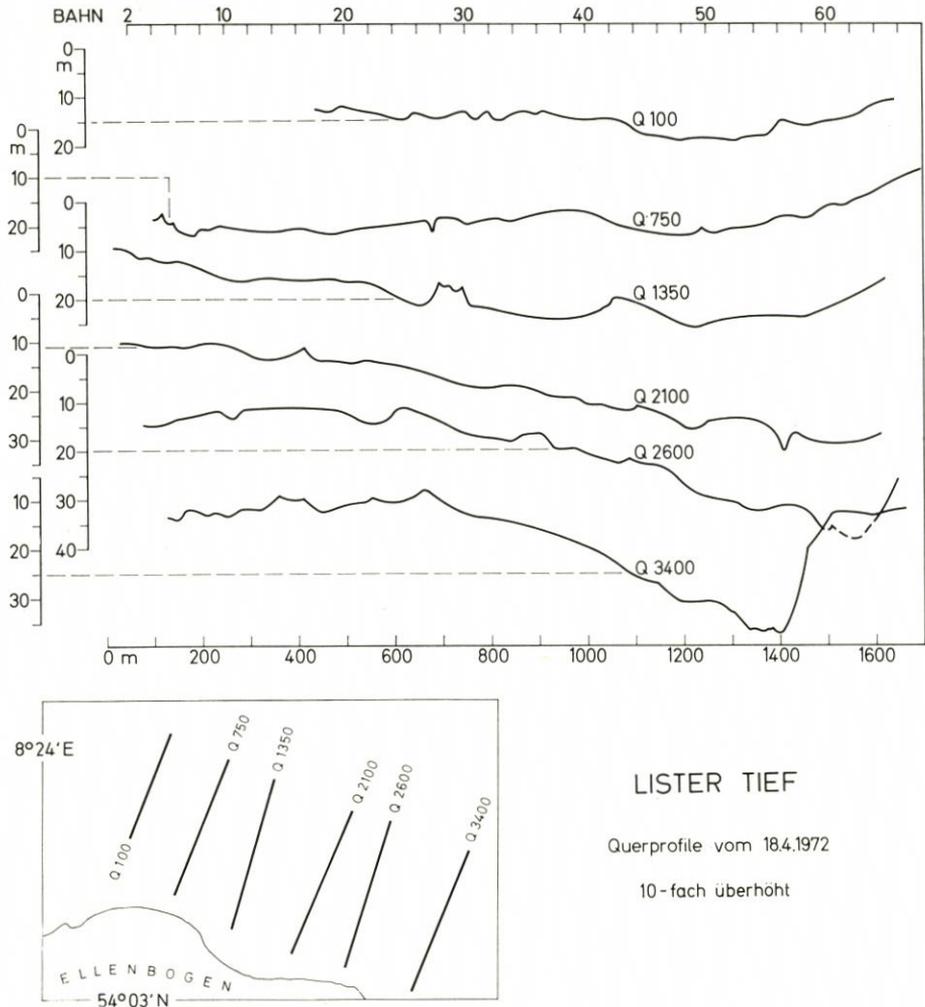


Abb. 4. Quer zur Flut- und Ebbsstromrichtung liegende Lotprofile als Beispiel ungeeigneter Seevermessung für morphologische Untersuchungen von Tiderippeln

32 Bahnen im 50-m-Abstand festgelegt (Abb. 2). In das Grundnetz wurden noch zusätzliche „25-m-Bahnen“ gelegt und von Süden nach Norden fortlaufend durchnummeriert. Während jeder Reise wurden sämtliche Bahnen des Grundnetzes und je nach der noch zur Verfügung stehenden Zeit eine möglichst große Anzahl der „25-m-Bahnen“ abgelotet. Vier Bahnen (14, 22, 48, 54) wurden während der einzelnen Reisen wiederholt abgefahren, um auch kleinräumige und kurzzeitige Veränderungen des Reliefs zu erfassen.

Wie aus den Kurskarten (Abb. 5) zu erkennen ist, sind die Abweichungen von den projektierten Bahnen stellenweise beträchtlich, obwohl der Schiffsort alle 15 sec kontrolliert und der Kurs nötigenfalls korrigiert wurde. Die Ursache dieser Versetzung ist in den starken Strömungen, die in diesem Gebiet eben jene gewaltigen Rippel aufgebaut haben, zu suchen. Wer in solch einem Strömungskanal mit Wasserwirbeln- und -walzen jemals ein Schiff zu steuern hatte, wird das Problem des genauen Kurshaltens zur Genüge kennen.

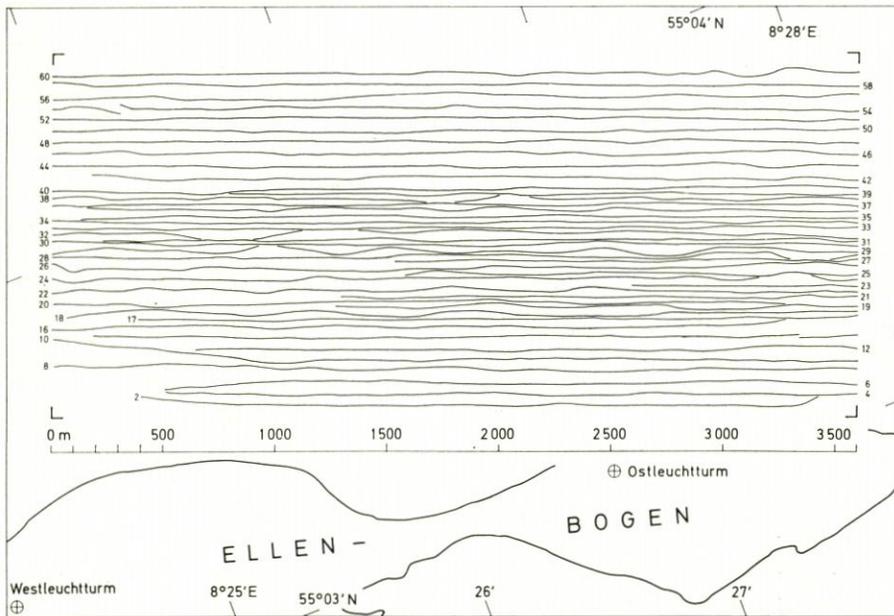
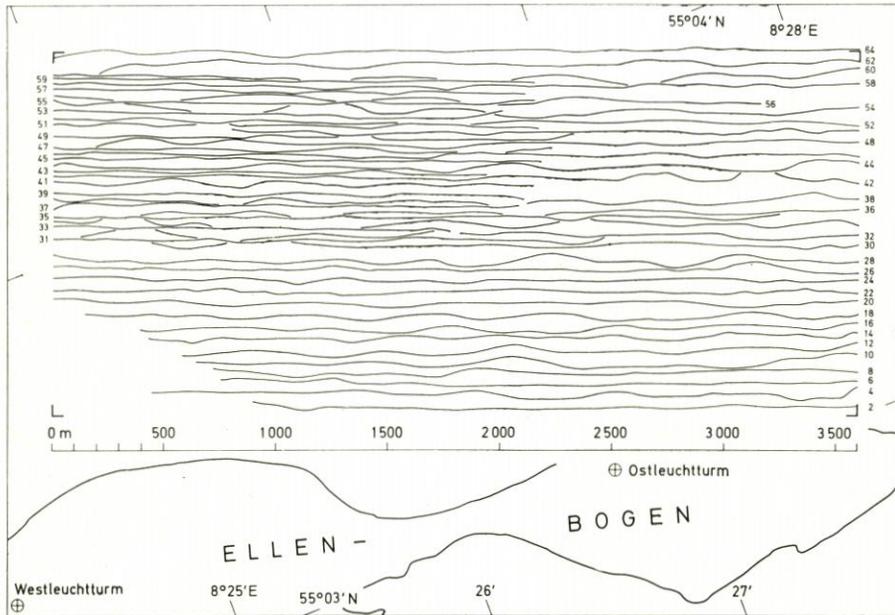


Abb. 5. Kurskarten der Reisen III (oben) und V (unten). Dargestellt sind die wirklich gefahrenen Vermessungskurse mit allen durch den außerordentlich starken Tidestrom verursachten Abweichungen. Hydrodist-Ortsbestimmung etwa alle 15 sec, d. h. in ca. 40 m Abstand

4. Auswertung und Darstellung der Vermessungsergebnisse

Wie schon oben (3.1.) erwähnt, wird eine Digitalisierung der Meßdaten (Navigation und Lotungen) für die zukünftigen Vermessungsfahrten und eine Übertragung auf geeignete Datenträger angestrebt.

Um die Auswertung der in dieser Arbeit verwendeten Daten per Datenverarbeitungs-
maschine zu erleichtern, wurde das im geographischen Koordinatensystem schräg liegende
Lotungsnetz um ca. 21°gedreht und alle weiteren Auswertungsvorgänge in diesem trans-
formierten, internen Koordinatennetz vorgenommen. Die in einem annähernd konstanten
Zeittakt von 15 sec protokollierten Entfernungsangaben der Hydrodist-Ortung wurden
nach Ablochung maschinell berechnet und im Maßstab 1 : 5000 auf verzugsfreier Folie ge-
plottet. Da die Strömungsgeschwindigkeiten zeitweise örtlich stark schwanken, wurden
die Echolotregistrierungen für alle 60 m entzerrt – ebenfalls per Rechner. Die Tiefen-
beschickung konnte mit Hilfe des bereits beschriebenen Pegelnetzes besonders genau vorge-
nommen werden. Dargestellt werden die einzelnen Profile in kompletten Profilerien, und
zwar zunächst auf 12 Arbeitsblättern im Maßstab 1 : 1000 in fünffacher Überhöhung. Aus
den Gerätefehlern und den Auswertungenauigkeiten ergibt sich für alle Aussagen im
Rahmen dieser Untersuchungen ein Fehler in der Vertikalen von ± 10 cm und in der
Horizontalen von ± 2 m. Die Zeichnungungenauigkeiten in den stark verkleinerten Ab-
bildungen dürfen nicht als Maßstab der Fehlergrenzen unserer Betrachtungen herange-
zogen werden.

5. Morphologische Ergebnisse

Die in der vorliegenden Untersuchung ausgewerteten Vermessungsergebnisse ent-
stammen den Reisen III und V. Daher können hier die topographischen Verhältnisse von
Ende September 1971 mit denen vom Juni 1972 verglichen werden, d. h., die innerhalb
von etwa 9 Monaten vor sich gegangenen morphologischen Veränderungen können zu-
mindest qualitativ erfaßt werden (Abb. 6).

Über die Einteilung submariner Sandtransportkörper nach Gestalt und Größe ist in
verschiedenen Arbeiten berichtet worden von L. M. J. U. VAN STRAATEN (1953a, b), A. H.
STRIDE (1965), R. L. ALLEN (1968), J. M. COLEMAN (1969), N. H. KENYON (1970) und
J. ULRICH (1973). Uns erscheint es sinnvoll, die zusammenfassende Unterteilung nach
H. REINECK et al. (1971) zugrunde zu legen, um die Rippelformen im Lister Tief zu be-
schreiben:

	Länge L	Höhe H	L/H
Strömungs-Kleinrippeln (small current ripples)	4–60 cm	< 6 cm	5
Strömungs-Großrippeln (mega ripples)	0,6–30 m	0,06–1,5 m	zumeist 15
Riesenrippeln (giant ripples)	30–1000 m	1,5–15 m	zumeist 30

5.1. Morphometrische Analyse der Rippelformen

Eine erste vorläufige Darstellung der Rippelverbreitung im Lister Tief erfolgte in
Form einer Rippeltypenkartierung (vgl. Abb. 1), wobei die Kammlagen – infolge der

seinerzeit vorwiegend „kamm-parallel“ Vermessung – nicht erfaßt werden konnten. Erst die engabständige Vermessung parallel zur Hauptrichtung des Tidestromes, also quer zu den Rippelkammen, führte zur exakten Erfassung der Rippelkammlagen sowie der Höhen- und Neigungsverhältnisse und damit der Rippelformen und ihrer generellen Tideorientierung. Die Untersuchung kurzfristiger Änderungen bleibt einer späteren Bearbeitung vorbehalten.

Wie die Profilerien (Abb. 10 und 11) zeigen, ist die Bodengestalt des Testfeldes fast überall durch markante Rippelformen geprägt, deren Physiognomie lokale Unterschiede aufweist. Besonders hohe und steile Riesenrippelformen treten im zentralen nördlichen Teil des Testfeldes auf, wo sie vorwiegend Ebborientierung besitzen. Der Nord- und Mittelteil ist durch überwiegend steile Formen über 3 m Höhe geprägt, während die übrigen Bereiche den weniger stark geneigten und kleineren Rippeln vorbehalten bleiben. Ein wesentlich genaueres Bild vermittelt uns Abb. 7. Zwei Areale höherer Riesenrippeln (ca. 4–6 m, stellenweise über 10 m Höhe) werden durch einen schmalen Streifen weniger hoher Riesen- und Großrippeln getrennt. Letztere treten als primäre Sohlformen nur im Osten und Südwesten des Testfeldes auf, als sekundäre Sohlformen findet man sie in weiten Bereichen den Riesenrippeln aufgelagert. Ähnliche Beobachtungen machten J. H. J. TERWINDT (1971) und I. N. McCAYE (1971) bei Rippeln vor der holländischen Küste. Während der Vermessungsfahrten mit einem Side-Scan-Sonar-Gerät im Oktober 1972 entdeckten wir noch ein wei-

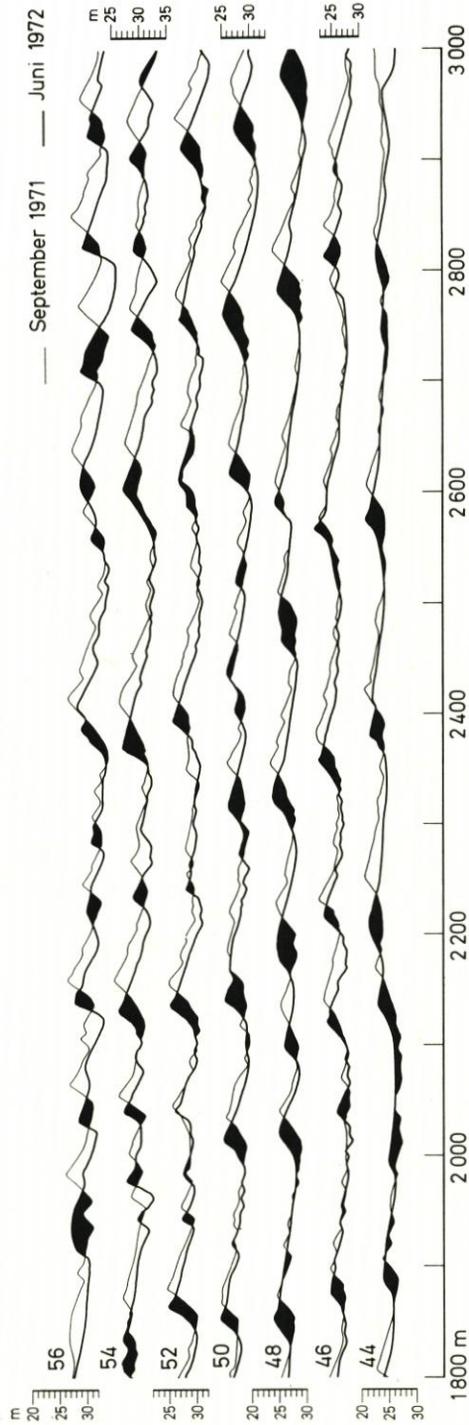


Abb. 6. Vergleich von sieben Echolotprofilen der Reisen III (September 1971) und V (Juni 1972). Schwarze Flächen: Aufschüttung; weiße Flächen: Abtragung von sandigem Material

teres System von Kleinrippeln besonders auf den Luvhängen der Groß- und Riesenrippeln.

In den Bereichen größter Rippelhöhen treten auch die größten Wellenlängen (300 bis 350 m) auf, wie die Abbildungen 10 und 11 zeigen²⁾. Eine charakteristische Wellenlänge der Sandtransportkörper im Lister Tief liegt im Nordosten und im ganzen südlichen Teil mit ca. 100–150 m.

Ein häufig kennzeichnender Wert bei der Beschreibung von Rippelformen ist das Verhältnis der Rippelwellenlänge zur Höhe (L/H) (J. C. HARMS, 1969; H. REINECK, et al., 1971; H. REINECK und F. WUNDERLICH, 1968). Im ebborientierten Nordteil erhalten wir fast überall Werte unter 30, die zur Mitte hin über 30 ansteigen (größere Wellenlänge).

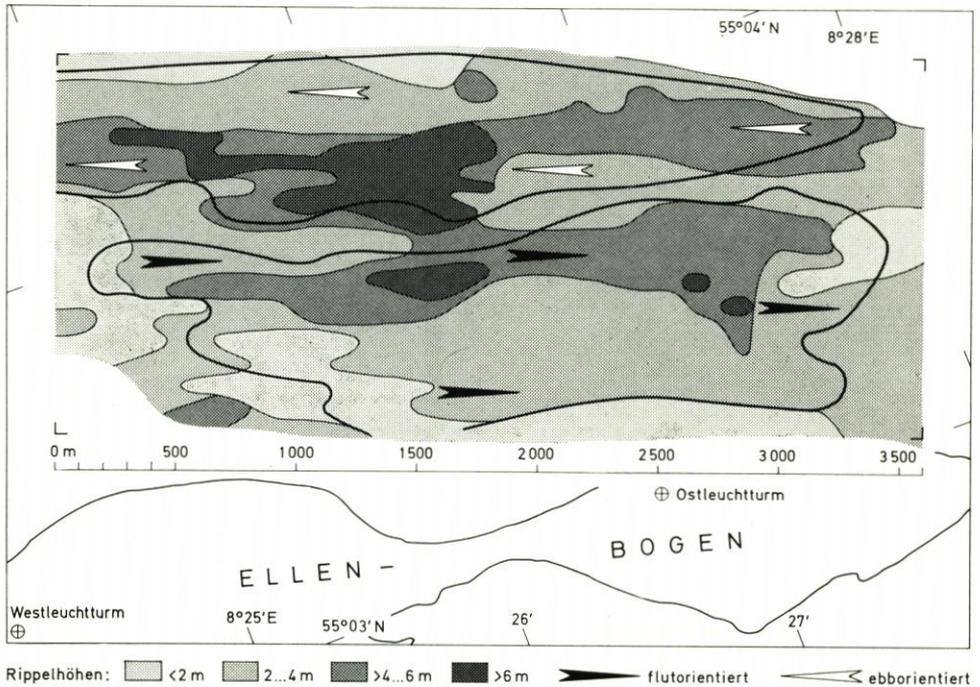


Abb. 7. Darstellung der Rippelhöhen im Testfeld und der Gebiete mit Flut- bzw. Ebborientierung der Rippelformen

Auf den Bahnen 28 bis 42 von 0 bis 1200 m treten häufig Formen auf, deren L/H -Werte noch unter 15 liegen. Die östlich und südlich anschließenden, langgezogenen flutorientierten Rippeln erreichen Werte zwischen 30 und 45, in einigen Fällen aber auch über 80.

Besondere Bedeutung kommt aber der Rippelasymmetrie und damit den unterschiedlichen Neigungsverhältnissen der Hänge zu. Die Luvhänge der größten flutorientierten Rippeln im Ostteil des Testfeldes weisen meist nicht mehr als 2° , die Leehänge dagegen bis zu 30° Neigung auf. Ähnlich sieht es bei den ebborientierten Formen aus. Zwischen diesen Werten extrem asymmetrischer Rippeln gibt es gleitende Übergänge bis zu den symmetrischen, deren Hangneigungen aber 12° kaum übersteigen. Die bereits wiederholt

²⁾ M. S. YALIN (1964) bringt außerdem die Wellenlänge noch in einen Zusammenhang mit der Wassertiefe $L = 5 h$ (in stationären Strömungen, h = mittlere Wassertiefe). Es zeigt sich, daß diese Beziehung in Tidegebieten nicht gegeben ist.

verwendeten Begriffe „flut- und ebborientiert“ führen zur Kernfrage dieser Untersuchung: Läßt sich aus der Veränderung von Form, Größe und Länge der Sandtransportkörper ein Maß für Richtung und Umfang des Gesamttransports herleiten?

5.2. Strömung und Sedimentbewegung

Das Material einer Gerinnesohle wird entweder als Geschiebe oder als Schwebstoff transportiert. Aus verschiedenen Untersuchungen (H. G. DILLO, 1960; A. FÜHRBÖTER, 1967) ist bekannt, daß Großformen, wie sie Gegenstand dieses Berichtes sind, hauptsächlich durch den Schwebstofftransport aufgebaut werden. H. G. DILLO hat im Modellversuch auf Sedimente verschiedener Ursprungsgebiete (u. a. auch Sande aus dem Syltgebiet) nach einer in der Ems gewonnenen Gezeitenstrom-Geschwindigkeitskurve simulierte Tiden einwirken lassen, um über die Bewegungsvorgänge der Sedimentdecke Aufschluß zu erlangen. Bei 37 cm/sec setzt der Geschiebetransport ein, bei 50 cm/sec überwiegt bereits der Transport in Suspension. Der Md-Wert des Sediments lag bei 270 μm . Während der Reise VIII wurden vom Kamm und aus dem Tal eines flut- und eines ebborientierten Rippels etwa vom gleichen mit Hydrodist eingemessenen Ort je drei VAN-VEEN-Greiferproben genommen³⁾ (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1

Korngrößen und Quartil-Sortierung von Bodenproben aus dem Lister Tief

Probe	Bahn (siehe Abb. 10 u. 11)	Position	Ortsfehler- kreisradius	lokale Situation	Md-Wert (μm)	Quartil- Sortierung (nach TRASK)
C1	46		5 m	Kamm	900	1,29
C2	46	1200 m			860	1,41
C3	46				800	1,21
D1	46				510	1,52
D2	46	1430 m	2 m	Tal	660	1,49
D3	46				740	1,52
E1	36				275	1,26
E2	36	2620 m	8 m	Tal	255	1,29
E3	36				300	1,28
F1	36				550	1,40
F2	36	2850 m	4 m	Kamm	640	1,21
F3	36				520	1,33

Generell ist das Material auf dem Rippelkamm gröber als im Rippeltal; außerdem scheint das Sediment im Flutstrombereich im Osten des Testfeldes feiner und besser sortiert zu sein.

Um einen Überblick über die Strömungsverhältnisse zu gewinnen, wurden während einzelner Fahrten wiederholt *Driftstrommessungen* durchgeführt (Abb. 8). Wegen der geringen Wassertiefen im Süden mußten hier die Driftkreuze auf 5 m Tiefe befestigt werden, bei den übrigen Driftkörpern geschah dies auf 10 m Tiefe. Es wurden also nur mitt-

³⁾ Die Auswertung übernahm dankenswerterweise Herr Dr. LÜNEBURG, Institut für Meeresforschung Bremerhaven.

lere Strömungsgeschwindigkeiten gewonnen, doch liegen die Werte so hoch, daß es berechtigt erscheint, auch für den wesentlich größeren Lister Tief-Sand einen überwiegenden Schwebstofftransport anzunehmen, was ohnehin durch die Größe der Rippeln zu erwarten war.

Selbst in den Bereichen ausgeprägter Flutstrom-Rippeln treten beträchtliche Ebbströmungen auf (1 m/sec). Das Relief der Sohle ist also nicht durch die augenblicklichen Strömungen gebildet worden, vielmehr entspricht die Sohlenform in einem mit beweglichem Sediment bedeckten Tidenkanal den Bedingungen höherer mittlerer Strömungsgeschwindigkeiten längerer Einwirkungszeiträume (H. G. DILLO, 1960). Nach A. H. STRIDE (1963) kann bereits eine Differenz von 0,1 Knoten zwischen Flut- und Ebbstrom die Wanderung der Rippeln in Richtung der höheren Geschwindigkeit bewirken.

Ein Vergleich der Vermessungsergebnisse der Fahrten III und V (Abb. 10 und 11) zeigt deutliche Veränderungen der Gerinnesohle. Wie Untersuchungen von J. ULRICH (1972) aus dem Heppenser Fahrwasser ergaben, können bereits während einer Tide beträchtliche Formveränderungen an Rippeln in der Größenordnung einiger Meter auftreten, was wohl auch für das Lister Tief angenommen werden kann. Hier soll aber nur die in mehrjährigen Beobachtungsreihen erfaßbare Wanderung der Riesenrippeln verfolgt werden. Verbindet man die einigermaßen eindeutig zuzuordnenden Gipfelpunkte der Kämme einzelner benachbarter Profile, so erhält man die Rippel-Kammlinien. Der Vergleich solcher Kammlinien aus den Ergebnissen verschiedener Fahrten zeigt eindrucksvoll die Wanderrichtung der Sandtransportkörper (Abb. 9).

Die bereits erwähnten Areale flut- bzw. ebborientierter Rippeln (Abb. 7) können auch in Abb. 9 deutlich gegeneinander abgegrenzt werden, d. h., die Orientierung entspricht der langfristigen Bewegungstendenz. Viele, vor allem kleinere Formen, lösen sich im Beobachtungszeitraum auf; andererseits läßt sich ein Großteil der Riesenrippeln auch noch nach ca. 9 Monaten wiederfinden.

Der Bereich der westwärts wandernden Formen scheint flächenmäßig kleiner zu sein als der der ostwärts sich bewegendenden. Hieraus eine Tendenz der überwiegenden Massenumlagerungsrichtung herzuleiten, wäre allerdings verfrüht. Überschlagsberechnungen haben ergeben, daß in dem in Abb. 6 dargestellten Raum während einer vollen Tide etwa 5 t Sand pro 10 m Gerinnequerschnitt in Richtung des Ebbstroms von einem Rippel transportiert werden. Ähnliche Werte ergeben sich aus dem Gebiet der flutorientierten Rippeln. Damit ist aber noch nichts über den Durchsatz des Materials als Schwebstoff gesagt; zumindest kann man aber annehmen, daß die aus der Formverlagerung errechneten Werte die Größenordnung des Mindestsandtransportes angeben. A. FÜHRBÖTER (1967) ermittelte aus Gleichungen der Transportkörperbewegung und des Feststoffstromes eine Formel zur Berechnung der Mindestsanddriftmenge (V_{smin}) in der Zeit Δt , die auch bei instationären Strömungen in Tidegebieten anwendbar sein soll:

$$v_{smin} = \Delta x \cdot \overline{\Delta h} \cdot \left(\frac{2-\alpha}{2+\alpha} \right) \frac{2}{\alpha} - 1$$

wobei Δx die resultierende Strecke der Verlagerung, $\overline{\Delta h}$ die mittlere Höhe des Rippels aus beiden Messungen und α das Verhältnis $\frac{\overline{\Delta h}}{h}$ (h = mittlere Wassertiefe) darstellt. Berechnungen nach diesem Ansatz ergaben in allen Bereichen des Testfeldes – verglichen mit den Ergebnissen aus der Formverlagerung – stets 3 bis 5mal geringere Werte.

In den Arealen gleicher Verlagerungsrichtung wurden von den Transportkörpern größtenteils auch gleiche Strecken im Zeitraum $\Delta t = 9$ Monate zurückgelegt, ihr Volumen etwa beibehaltend (Abb. 6). Im Bereich der im allgemeinen westwärts wandernden

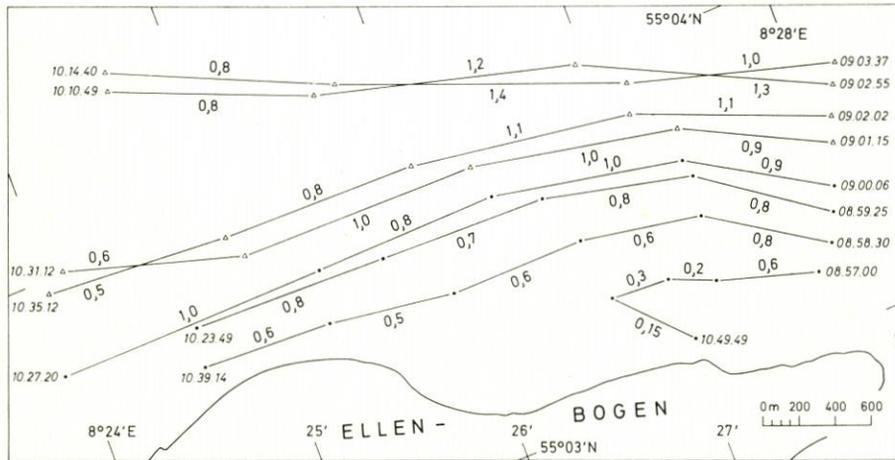


Abb. 8. Verlauf der Driftstrombahnen (in m/sec) im Testfeld nach einer Tidestrommessung bei ablaufendem Wasser am 13. 10. 1972 von 8.57 bis 10.50 Uhr

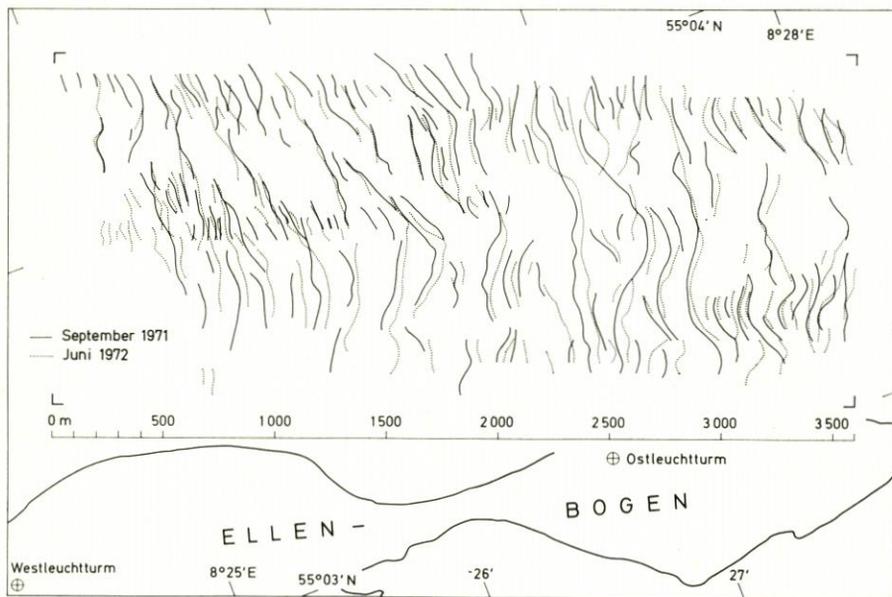


Abb. 9. Darstellung der Rippelkammlagen und ihrer Veränderungen; Vergleich der Reisen III (September 1971), ausgezogene Linien) und V (Juni 1972, punktierte Linien) im Testfeld Lister Tief

Riesenrippeln scheinen allerdings einige Rippeln in ihrer Form am gleichen Ort zu beharren; das sind besonders die Transportformen bei Distanz 250 m auf den Bahnen 42 bis 52, bei 1200 m auf den gleichen Bahnen und bei 1600 m auf den Bahnen 41 bis 53. Die Ergebnisse einer kürzlich stattgefundenen Fahrt (Mai 1973) bestätigen das sehr eindrucksvoll. Durch ein weiteres Phänomen heben sich diese Formen von ihrer Umgebung ab: Während bei fast allen anderen Rippeln der Leehang langsam am Fuß verflacht, um dann in den Luvhang des nächsten Rippels überzugehen, finden wir bei den oben bezeichneten

Formen eigenartigerweise eine Mulde von ca. 50 m Breite und 3 m Tiefe im Anschluß an den Leehang. Nach der „Regime Theory“ (H. G. DILLO 1960; D. B. SIMONS, E. V. RICHARDSON und M. L. ALBERTSON 1961; F. ENGELUND und E. HANSEN 1967; T. STÜCKRATH 1969) für stationäre Strömungen würden stehende oder zurückwandernde Rippel („standing waves“ oder „antidunes“) zum sogenannten „oberen Regime“ gehören und nur bei einer Froudschen Zahl > 1 ($Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$; v = Abflußgeschwindigkeit, g = Erdbeschleunigung, h = Wassertiefe) auftreten. Eine Erklärung der beobachteten stehenden Sandwellen aus dieser Theorie ist für instationäre Strömungen nicht angebracht, zumal die Froudsche Zahl für diesen Gerinneabschnitt um eine Zehnerpotenz geringer ist. Welche Umstände zur Ausbildung dieser Formen führen können, ist augenblicklich noch unklar; ähnliche Beobachtungen aus der Natur liegen noch nicht vor. Für die Zukunft dürfte es von großem Nutzen sein, durch synoptische Sedimententnahmen in Form eines Probenprofils über einen Sandtransportkörper mit gleichzeitigen kontinuierlichen Strömungsmessungen und Bodenwasserprobenentnahmen zur Messung des Schwebstoffgehaltes die Zusammenhänge der vielfältigen Abläufe beim Feststofftransport durch Transportkörper zu erhellen.

6. Schlußbemerkung

Die im Lister Tief vor nunmehr zwei Jahren begonnenen morphologischen und hydrodynamischen Untersuchungen an Riesen- und Großrippeln haben erste Ergebnisse hinsichtlich einer Analyse der Rippelformen und ihrer Deutung sowie bezüglich der Strömungs- und Sedimentationsverhältnisse im Testfeld gebracht. Daß dies möglich war, ist in erster Linie der Bereitstellung einer Sachbeihilfe durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft zu verdanken. Doch auch andere Stellen haben wesentlich zum Gelingen der bisherigen Untersuchungen beigetragen. Das zuständige dänische Wasserbauamt in Tondern hat einen bedeutsamen Beitrag durch Installation von drei Schreibpegeln geleistet. Ebenso war die Amtshilfe des Wasser- und Schiffsamtes Tönning, insbesondere im Hinblick auf den Einbau eines fernregistrierenden Pegels, von besonderem Wert. Doch die exakte Vermessung des Testfeldes wäre nicht möglich gewesen ohne die wiederholte Unterstützung der Wasser- und Schiffsverwaltungen in Kiel, mit deren Vermessungsschiff „Sturmmöwe“ unter Kapitän Porath diese Fahrten durchgeführt werden konnten und dessen Hydrodist-Vermessungstrupp unter der Leitung von Herrn Weitz die exakte Navigation betrieb.

Allen diesen Stellen und zahlreichen Einzelpersonen, die sich beratend oder praktisch helfend eingesetzt haben, sei an dieser Stelle sehr herzlich gedankt.

7. Zusammenfassung

Seit Juni 1971 werden im Lister Tief (nördlich Sylt) mit dem Vermessungsschiff „Sturmmöwe“ (WSA Kiel) systematische morphologische Untersuchungen durchgeführt, die das Ziel haben, Intensität und Richtung des Sandtransportes innerhalb eines Testfeldes zu erfassen.

Erste vermessungstechnische Erfahrungen konnten gesammelt und aus dem Vergleich der Resultate zweier Vermessungsfahrten (September 1971 und Juni 1972) interessante Ergebnisse gewonnen werden, deren wichtigste im folgenden genannt sind:

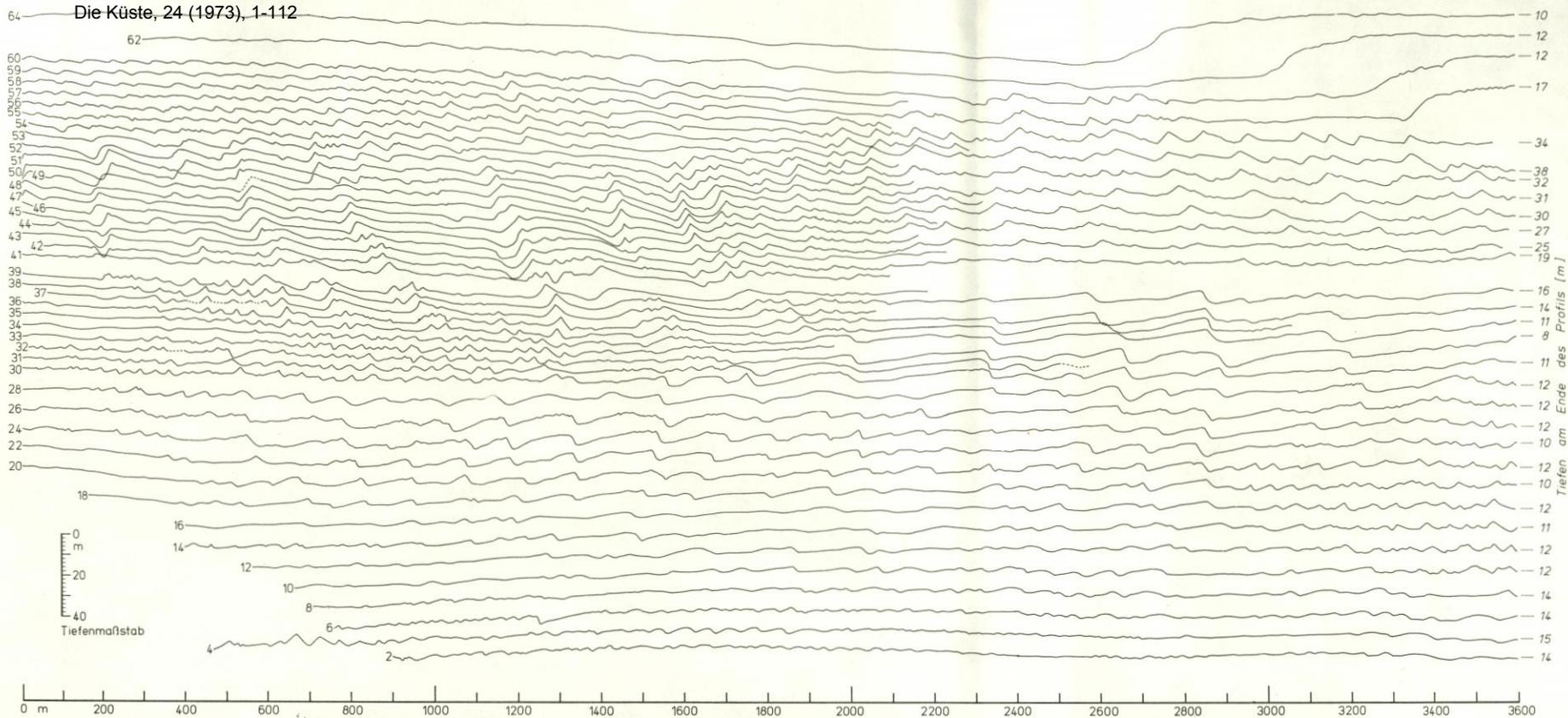


Abb. 10. Lotprofilserie aus dem Testfeld Lister Tief auf Grund der bathymetrischen Vermessung während der Reise III (September 1971)

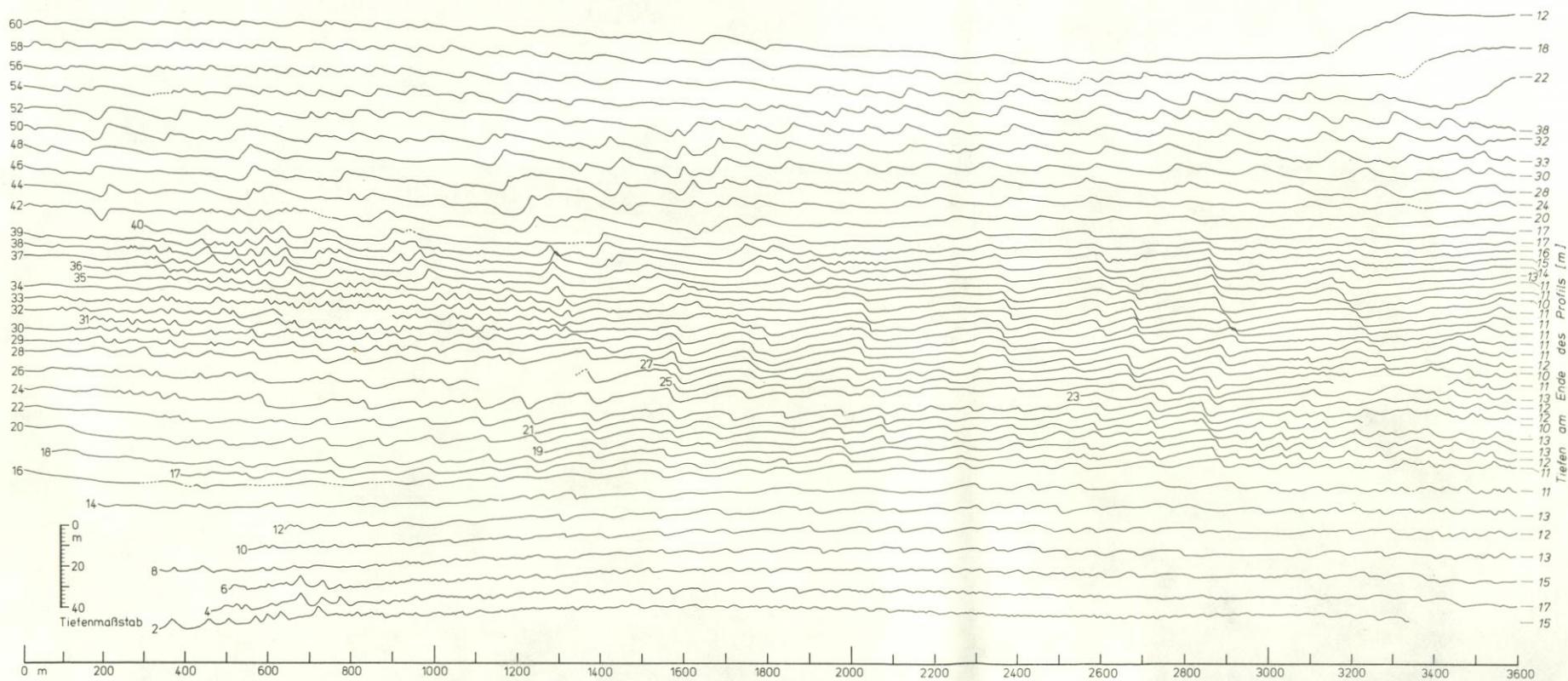


Abb. 11. Lotprofilserie aus dem Testfeld Lister Tief auf Grund der bathymetrischen Vermessung der Reise V (Juni 1972)

1. Die Verbreitung der Riesen- und Großrippeln entsprechend der Rippeltypenkartierung (Abb. 1) wird generell bestätigt.
2. Die für eine genauere Erfassung der Wasserstände eingerichteten zusätzlichen Pegel (Lage s. Abb. 2) zeigen deutliche Abweichungen gegenüber der theoretisch berechneten Tidekurve (Abb. 3).
3. Quer zur Flut- und Ebbstromrichtung liegende Lotprofile eignen sich für morphologische Untersuchungen an Tiderippeln nicht (Abb. 4).
4. In Testfeldern mit extrem starkem Tidestrom müssen sämtliche Kursabweichungen mit Hilfe eines genauen Navigationssystems exakt erfaßt werden (Abb. 5).
5. Der Vergleich von sieben Echolotprofilen zweier Fahrten (Wiederholungskurse) zeigt deutlich die Tendenz der Sandbewegung im nördlichen Teil des Testfeldes sowie die E-W gerichtete Verlagerung der Riesen- und Großrippeln, die sämtlich ebborientiert sind (Abb. 6).
6. Die Bereiche mit Flut- bzw. Ebborientierung der bis zu 8 m hohen Riesenrippeln konnten abgegrenzt werden (Abb. 7). Überwiegend Flutstromeinwirkung zeigen die Rippelformen im südlichen Teil, überwiegend Ebbstromeinwirkung diejenigen im Norden des Testfeldes.
7. Driftstrommessungen (Abb. 8) und Korngrößenanalysen (Tabelle 1) bestätigen die Annahme eines überwiegenden Schwebstofftransportes.
8. Der Vergleich der Rippelkammlagen aus den Ergebnissen zweier Vermessungsfahrten läßt die Bewegungsrichtung der Sandtransportkörper erkennen (Abb. 9).
9. Eine Synthese der morphologischen Veränderungen im Zeitraum von 9 Monaten können die Lotprofilserien zweier Vermessungsfahrten geben (Abb. 10 und 11).
10. Der Bereich der sich westwärts bewegenden Formen scheint flächenmäßig kleiner zu sein als der der ostwärts wandernden, was aber z. Z. noch keine quantitativen Rückschlüsse erlaubt.

Schrifttum

- ALLEN, J. R. L.: Current Ripples. Amsterdam (1968).
- COLEMAN, J. M.: Brahmaputra River: Channel processes and sedimentation. *Sediment. Geol.* 3 (1969), 129-239.
- DILLO, H. G.: Sandwanderung in Tideflüssen. *Mitt. Franzius-Inst. Grund- und Wasserbau TH Hannover*, 17, (1960), 135-253.
- ENGELUND, F. und HANSEN, E.: A monograph on sediment transport in alluvial streams. Kopenhagen (1967).
- FÜHRBÖTER, A.: Zur Mechanik der Strömungsrippeln. *Mitt. Franzius-Inst. Grund- und Wasserbau TH Hannover*, 29, (1967), 1-35.
- GRIPP, K., SIMON, W. G. und BECKER, W. G.: Untersuchungen über den Aufbau und die Entstehung der Insel Sylt. *Die Westküste* 2, H. 2, (1940), 24-84.
- GROTHENN, D.: Untersuchungen zur Wattvermessung. *Wissensch. Arb. Inst. Geol. Photogramm. TH Hannover*, 23, (1964).
- HARMS, J. G.: Hydraulic significance of some sand ripples. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 80, (1969), 363-396.
- HUNDT, C.: Die Abbruchursachen an der Nordwest-Küste des Ellenbogens auf Sylt. *Die Küste* VI, H. 2, (1957).
- KENYON, N. H.: Sand ribbons of European tidal seas. *Marine Geol.* 9, (1970), 25-39.
- KOWALSKI, H.: Erfahrungen mit dem Hydrodist in der Vermessung küstennaher Seegebiete zwischen Ems und Elbe. *Deutsche Gewässerk. Mitt.*, Jg. 12, H. 2, (1968) 35-38.
- LOHRBERG, W.: Hydrodist, ein Gerät zur Standortbestimmung im küstennahen Seegebiet. *Deutsche Gewässerk. Mitt.*, Jg. 4, H. 2, (1960) 39-44.
- MAGER, F.: Der Abbruch der Insel Sylt durch die Nordsee. *Schriften Balt. Kommission Kiel*, VI. In: *Veröffentl. der Schleswig-Holst. Universitätsges.* Nr. 8, (1927).
- MCCAVE, I. N.: Sand waves in the North Sea off the coast of Holland. *Marine Geol.* 10, (1971), 199-225.
- MEYN, L.: Geognostische Beschreibung der Insel Sylt und ihrer Umgebung. *Abh. Geol. Spezialkarte Preussen*, Band 1. H. 4, (1876).

- MÜLLER, F. und FISCHER, O.: Sylt. In: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, 2. Teil, 7. Folge, (1938).
- PASENAU, H.: Untersuchungen über Dimension und Dynamik der Sandtransportkörper im Lister Tief. Die Küste (in Vorbereitung, 1974).
- REINECK, H. E., SINGH, I. B. und WUNDERLICH, F.: Einteilung der Rippeln und anderer mariner Sandkörper. Senckenb. marit., 3, (1971) 93-101.
- REINECK, H. E. und WUNDERLICH, F.: Zur Unterscheidung von asymmetrischen Oszillationsrippeln und Strömungsrippeln. Senckenb. leth., 49, (4), (1968), 321-345.
- SIMONS, D. B., RICHARDSON, E. V. and ALBERTSON, M. L.: Flume studies using medium sand (0,45 mm) Wat. Supply Pap. U. S. Geol. Surv., 1948-A (1961).
- STRIDE, A. H.: Current-swept sea floors near the southern half of Great Britain. Quart. J. Geol. Soc. London, 119 (1963), 175-199.
- STÜCKRATH, T.: Die Bewegung von Großrippeln an der Sohle des Rio Paraná. Mitt. Franziskus-Inst. Grund- und Wasserbau TH Hannover, 32, (1969) 266-293.
- TERWINDT, J. H. J.: Sand waves in the southern bight of the North Sea. Marine Geol. 10, (1971), Nr. 1, 51-67.
- ULRICH, J.: Untersuchungen zur Pendelbewegung von Tiderippeln im Heppenser Fahrwasser (Innenjade). Die Küste, H. 23, (1972) 112-121.
- ULRICH, J.: Die Verbreitung submariner Riesen- und Großrippeln in der Deutschen Bucht. Ergänzungsheft zur Deutsch. Hydrogr. Zeitschr. Reihe B, 14 (im Druck, 1973).
- VAN STRAATEN, L. M. I. U.: Megarippels in the Dutch Wadden sea and in the basin of Arcachon (France). Geologie en Mijnbouw. 15. Jg., 1., (1953 a) 1-11.
- VAN STRAATEN, L. M. I. U.: Rhythmic patterns on Dutch North Sea beaches. Geol. en Mijnbouw. 15. Jg., 2, (1953 b) 31-43.
- WEITZ, H.: Erfahrungen mit dem Hydrodist im Bereich der schleswig-holsteinischen Nord- und Ostseeküste. Deutsche Gewässer. Mitt. 12. Jg., H. 6, (1968), 153-157.
- YALIN, M. S.: Geometrical properties of sand waves. Proc. Am. Soc. Civil Engrs. J. Hydraul. Div. 90, (1964), HY 5, (1964).
- ZAUSIG, F.: Veränderungen der Küsten, Sände, Tiefs und Watten der Gewässer um Sylt (Nordsee) nach alten Seekarten, Seehandbüchern und Landkarten seit 1585. Geol. Meere Binnengew., 3, (1939), 4, 401-505.