

# Die Küste

ARCHIV  
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK  
AN DER NORD- UND OSTSEE



3950-A-2012-0000089

# Die Küste

ARCHIV  
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK  
AN DER NORD- UND OSTSEE

HERAUSGEBER:  
DER KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE

Heft 17 - 1969

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

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

DREBES, Hartmut, Dipl.-Ing., Marschenbauamt Husum; Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Technisch-wissenschaftlicher Beirat, Kiel, Feldstr. 251; PFEIFFER, Hans †, Dr.-Ing., Präsident i. R., Kiel; VARJO, Uuno, Professor Dr., Geographisches Institut der Universität Oulu, Finnland.

---

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich.

Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers: Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Präsident i. R. Dr.-Ing. E. h. LORENZEN, Kiel-Wik, Feldstr. 251/253, gestattet.

Schriftleiter: Dr. habil. E. WOHLBERG, Husum, Nissenhaus.

## Inhaltsverzeichnis

Vorbemerkung des Herausgebers zum ersten Aufsatz dieses Heftes

PFEIFFER, Hans, Dr.-Ing., Präsident i. R.

Untersuchungen über den Einfluß des geplanten Dammbaues zwischen dem Festland und der Insel Sylt auf die Wasserverhältnisse am Damm und der anschließenden Festlandküste . . . . . 1

DREBES, Hartmut, Dipl.-Ing.

Untersuchung über den Einfluß des Hindenburgdammes auf die Tidehochwasserstände im Wattenmeer . . . . . 34

VARJO, Uuno, Professor Dr.

Über Riffbildungen und ihre Entstehung an den Küsten des Sees Oulujärvi (Finnland) . . . . . 51

Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Technisch-wissenschaftlicher Beirat:

Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und Empfehlungen für ihre Nutzenanwendung beim Seedeichbau . . . 81

## Vorbemerkung des Herausgebers zum ersten Aufsatz dieses Heftes



*Bei der auf den folgenden Seiten vorgelegten Arbeit handelt es sich um die Dissertation des Erbauers des Hindenburgdammes, Regierungsbaurat HANS PFEIFFER, aus dem Jahre 1920. Auf Grund dieser wissenschaftlichen Arbeit wurde der aus Stettin gebürtige und in den Jahren 1907 bis 1949 im schleswig-holsteinischen Wasserbau tätige Dipl.-Ing. HANS PFEIFFER an der Technischen Hochschule in Braunschweig 1920 zum Dr.-Ing. promoviert.*

*Mit dem Bau des Hindenburgdammes konnte in den Jahren 1925 bis 1927 in der Geschichte des Küstenschutzes im Nordseebereich zum ersten Male ein Bauwerk errichtet werden, dem im Wattenmeer auf über 10 km Länge sturmflutkehrende Aufgaben zugewiesen wurden. Die seinerzeit nur in wenigen Exemplaren vervielfältigte Doktorarbeit (Inflation) hat im Hinblick auf die pionierhafte Leistung bis heute in gleicher Weise ihre Bedeutung behalten wie der Hindenburgdamm sich selbst in den verflossenen vierzig*

*Jahren als damals größtes Bauwerk im Gezeitenbereich der Nordsee bewährt hat.*

*Der Gedanke, die Dissertation des Dr.-Ing. PFEIFFER noch nach fast einem halben Jahrhundert in der „Küste“ zum Abdruck zu bringen, hat mehrere Gründe: erstens, das wissenschaftliche Gedankengut des im Jahre 1960 verstorbenen Verfassers im wissenschaftlichen Küstenschrifttum zu verankern; zweitens, das für die Planung angewendete Rechnungsverfahren dem nachlebenden Ingenieur Nachwuchs leicht und für immer zugänglich zu machen und schließlich — und dies nicht zuletzt — dem erfolgreichen und unvergessenen Dr.-Ing. HANS PFEIFFER neben seinem Bauwerk Hindenburgdamm über seinen Tod hinaus Anerkennung und Hochachtung zu bezeugen.*

*Der Küstenausschuß Nord- und Ostsee*

# Untersuchungen über den Einfluß des geplanten Dammbaues zwischen dem Festlande und der Insel Sylt auf die Wasserverhältnisse am Damm und der anschließenden Festlandküste

Von Regierungs- und Baurat Pfeiffer in Husum

Von der Technischen Hochschule Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Dissertation  
Berichterstatter: Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. M. Möller  
Mitberichterstatter: Professor Dipl.-Ing. Dr. Schlink  
Eingereicht am 11. Mai 1920

## Inhalt

A. Allgemeines*)	2
B. Kurze Beschreibung des Gegenstandes der Untersuchung eines Ansteigens des Hochwasserspiegels gegen die Küste hin	
1. Hebung des Scheitels der anlaufenden Flutwelle bei Abnahme ihres Stromquerschnittes	4
2. Hebung des Wasserspiegels infolge der unmittelbaren Wirkung des Windes — genannt die Steigung	5
3. Umfang der zu lösenden Aufgabe	5
C. Beschreibung der örtlichen Gestaltung des Wattenmeeres	
1. Allgemeines über die Tiefs (Stromrinnen), die in das Wattenmeer führen	6
2. Flutgröße in den Einlauftiefs	9
3. Mittlere Hochwasserstände	9
4. Abfluß von Wassermengen über die Dammlinie von Süden nach Norden	12
5. Strömungsverhältnisse zwischen Föhr und Festland	15
6. Strömungsverhältnisse zwischen Röm und Festland	15
7. Die bei normaler Flut südlich des Dammes einströmenden, die Füllung des Beckens bewirkenden Wassermengen	15
8. Bei normaler Flut nördlich des Dammes einströmende Wassermengen	16
9. Ansteigen der Flutwelle zwischen Sylt und Festland	17
10. Aufstellung der mathematischen Bedingungen, unter welchen sich das Ansteigen der Flutwellen vom offenen Meer von Hörnum bis zur Dammachse vollzieht	17
D. Ableitung der zu erwartenden Veränderung der Hochwasserverhältnisse	
1. Gew. Hochwasser ohne Einfluß des Windes südlich am Damm	21
2. Gew. Hochwasser ohne Einwirkung des Windes nördlich am Damm	23
3. Hochwasser unter dem Einfluß des Windes (Sturmfluthöhen)	25
E. Vorschläge betreffend Anstellung von Beobachtungen und von praktischen Untersuchungen, um die in Abschnitt B erörterten Ursachen des Ansteigens der Flutwelle klarer erkennen zu lassen	31
F. Ergebnis	32
Literaturverzeichnis	33

\*) Vermerk der Schriftleitung: Infolge des schlechten Erhaltungszustandes der alten Lichtpauze können bei ihrer Rekonstruktion (Diagr. 2a—2e) kleine Abweichungen von der Größenordnung einiger Zeitminuten entstanden sein.

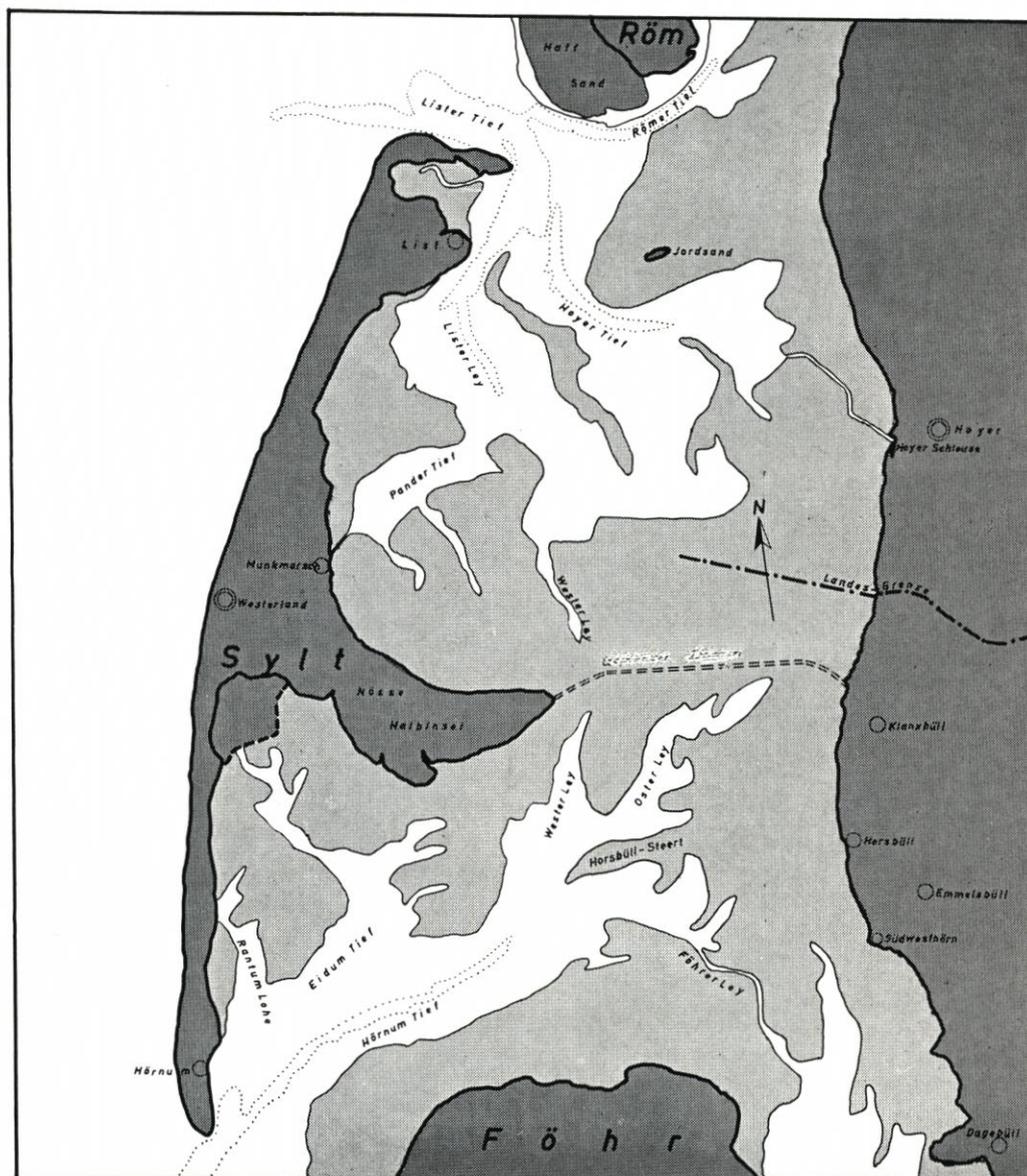


Abb. 1

## A. Allgemeines

Die an der Westküste Schlesiws gelegene Insel Sylt hat etwa 5000 Einwohner und hatte vor dem Weltkrieg 1914 einen jährlichen Bäderbesuch von 25 000 Personen.

Die Entfernung der von Süden nach Norden 38 km langgestreckten, schmalen Insel vom Festlande, also die Breite des Wattenmeeres, ist etwa 20 km. In der Mitte der Insel springt die Halbinsel Nösse rd. 9 km in das Wattenmeer nach Osten hinein, so daß die Entfernung der

Spitze von Nösse von dem Festlande rd. 11 km beträgt (siehe Abb. 1).

Der Verkehr vom Festlande nach der Insel wird in der Hauptsache durch eine Dampferverbindung von Hoyerschleuse nach Munkmarsch bewältigt.

Die beiden genannten Häfen sind offene Tidehäfen, die bei Niedrigwasser (Ebbe) einschl. der Zufahrtsrinnen trocken fallen. Der Schiffsverkehr kann nur zur Zeit des Hochwassers (Flut) stattfinden.

Die Dampfer fahren je nach dem Einsetzen der Flut mit fast täglich wechselnden Abfahrtszeiten, und die Eisenbahnverwaltung sieht sich im Sommer genötigt, die Bäderzüge nach Hoyerschleuse ebenfalls nach einem wechselnden Fahrplan laufen zu lassen.

Bei östlichen Winden, die niedrige Wasserstände im Wattenmeer mit sich bringen, treten gelegentlich unliebsame Verzögerungen und Störungen im Schiffsverkehr ein, und im Winter, wenn im Wattenmeer sich starke Eismassen zusammenschieben, ist der Schiffsverkehr öfter wochenlang unterbrochen.

Um die bestehenden Verkehrsschwierigkeiten zu beheben und eine sichere und schnellere Verkehrsverbindung mit dem Festlande zu schaffen, ist geplant, die Insel durch einen sturmflutfreien Eisenbahndamm mit dem Festlande zu verbinden, so daß die Eisenbahnzüge direkt nach Westerland geführt werden können.

Der Bahndamm ist an der schmalsten und zugleich flachsten Stelle des Wattenmeeres zwischen der Halbinsel Nösse und dem Festlande in westöstlicher Richtung geplant (vgl. Übersichtsplan Abb. 1).

Durch die Erbauung des Dammes wird gleichzeitig die Möglichkeit geschaffen, in seinem Schutze großzügige Landgewinnungsarbeiten im Wattenmeer auszuführen, so daß im Laufe der Zeit nördlich und südlich des Dammes große fruchtbare Marschflächen wieder gewonnen werden können, die im Laufe der letzten Jahrtausende infolge der jährlich etwa 2—3 mm betragenden Küstensenkung und durch das tiefe Einreißen der Wattenströme verlorengegangen sind.

## Querschnitt des Dammes

### Festland - Sylt.

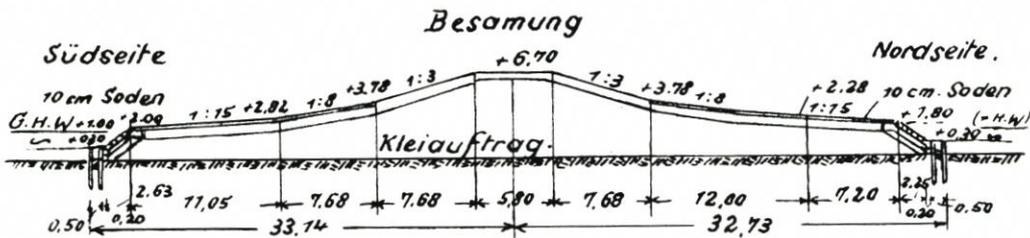


Abb. 2

Näheres hierüber ist in dem Werk von Professor MÜLLER: „Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste“ (6) und in einer Abhandlung von Regierungs- und Baurat KREY im Zentralblatt der Bauverwaltung 1918 (5) enthalten.

Ein Querschnitt des geplanten hochwasserfreien Dammes ist nebenstehend skizziert (Abb. 2).

Der geplante Damm zerlegt hernach den Raum des Wattenmeeres in einen nördlichen und einen südlichen Teil. Er verhindert später den Übertritt von Wasser aus dem einen in das andere Gebiet, und es können sich unter seinem Einfluß daher die Flutverhältnisse ändern.

Insbesondere kann der Dammbau dahin wirken, die Flutgröße zeitweise und örtlich zu steigern.

Sämtliche für die vorliegende Untersuchung erforderlichen Vorarbeiten, wie Anordnung der selbstzeichnenden Pegel, Ausführung der Wassergeschwindigkeitsmessungen, Berechnung der Wassermengen, Beobachtung der Wasserstände und Flutkurven sind unter Leitung des Verfassers ausgeführt. Für die Bearbeitung sind ferner die Wasserstandsbeobachtungen des Wasserbauamts Husum benutzt worden.

## B. Kurze Beschreibung des Gegenstandes der Untersuchung eines Ansteigens des Hochwasserspiegels gegen die Küste hin

### 1. Hebung des Scheitels der anlaufenden Flutwelle bei Abnahme ihres Strömungsquerschnittes

#### a) Der Vorgang bei vollkommener Reflexion der Welle.

Es ist bekannt, daß die mittlere Fluthöhe in freier See im Ozean weit niedriger ist als an den Küsten. Es erhebt sich die Flutwelle von den Azoren nach Lissabon bekanntlich von 1,2 m auf 3,9 m bei Springtide; von der Insel St. Helena nach Angra Pequena von 1,0 auf 2,4 m von der Insel Ascension im Atlantischen Ozean nach der Mündung des Kongoflusses von 0,6 auf 1,8 m; von der gleichen Insel nach Pernambuco von 0,6 auf 2,5 m.

Die Fluthöhe steigt dort an, wo die Sohle des Meeres gegen die Küste hin ansteigt, so daß aus diesem Grunde ein Zusammendrängen der anströmenden Flutmassen bei dem Übergange auf kleinere Querschnitte stattfindet. Insbesondere steigt die Fluthöhe außerdem, wenn die Küste Trichterform annimmt, so daß auch von den Seiten her die Wassermassen der Trichterspitze zgedrängt werden.

Bekanntlich steigt so die Fluthöhe im Englischen Kanal auf 12 m, in der Fundy Bai vom Eingang bis zur Trichterspitze von 2,7 m auf über 15 m an.

Die mathematisch physikalischen Beziehungen, welche dem Ansteigen der Flutwellen in solchen Fällen zugrunde liegen, sind von Professor MÖLLER (1), Braunschweig, in seiner Abhandlung „Ein Beitrag zur Berechnung der Wellen und der Flut- und Ebbebewegung des Wassers“ — Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen Hannover 1896 — gegeben.

Es ist dort gezeigt, daß der Scheitel der Fluthöhe bei Übertritt der Welle auf Strecken abnehmender Flutstromquerschnitte so lange ansteigt, als im Scheitel der Welle noch Flutströmung herrscht, d. h. eine im Sinne fortschreitender Bewegung gerichtete Wasserbewegung besteht.

Die von Professor MÖLLER gegebenen Unterlagen ermöglichen es für den vorliegenden Sonderfall, die mathematischen Bedingungen aufzustellen, unter welchen sich das Ansteigen der Flutwellen vom offenen Meere her bis zur Achse des geplanten Dammes bei fehlendem Winde und fehlender Reibung vollzieht.

#### b) Der vorliegende Fall unvollkommener Reflexion der Welle.

Im vorliegenden Falle besteht am Ort, wo der Damm gebaut werden soll, im Scheitel der Welle noch eine Strömung in Richtung der Wellenfortpflanzung, und zwar von Süd nach Nord,

so daß der Vorgang der Scheitelerhebung der Welle bei abnehmendem Flutstromquerschnitt noch nicht voll zum Austrag gekommen ist. Nach Herstellung des Dammes ist die Flutströmung abgeschnitten. Es gilt nun zu untersuchen, wie das auf die Hebung der Welle, bedingt durch die unter B 1 a genannten Ursachen, wirkt.

## 2. Hebung des Wasserspiegels infolge der unmittelbaren Wirkung des Windes — genannt die Steigung

Außerdem steigt bekanntlich die Wasseroberfläche gegen eine Küste, auf welche der Wind gerichtet ist, an.

Bisher ist es noch nicht gelungen, auf Grund der Theorie oder der Beobachtung allgemein gültige Regeln für das Verhältnis zwischen der Höhe des Ansteigens der Wasseroberfläche und der Richtung und Stärke des Windes aufzustellen, und zwar hauptsächlich wohl deshalb, weil außer jenen Ursachen noch die Form der Küsten, die Gestaltung des Meeresgrundes und die Wassertiefe von Einfluß sind.

Hier ist für die Beurteilung der Verhältnisse Beobachtungsmaterial gesammelt und verwertet.

## 3. Umfang der zu lösenden Aufgabe

Nach Vorstehendem umfaßt die zu lösende Aufgabe:

a) Rechnerische Ermittlung des Wertes einer Erhöhung des gewöhnlichen Hochwassers, also bei Windstille bezeichnet  $\Delta\Delta h$ , durch die vorn unter 1 a) und b) erörterten Verhältnisse bedingt. Die Ursache der Erhöhung der Flutwelle ist dabei durch die lebendige Kraft der Flutströmung gegeben. (Siehe Abschnitt C 10 bis D 1 b.)

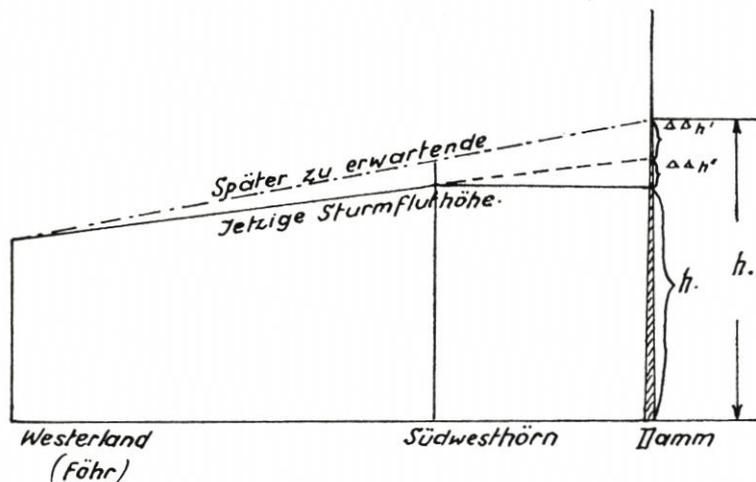


Abb. 3

b) Schätzungsweise Ermittlung einer Steigerung dieses Wertes bei Sturm auf den Betrag  $\Delta\Delta h'$  durch die dann vergrößerten Geschwindigkeiten des einlaufenden Flutstromes und der Wellenfortpflanzung bedingt. (Siehe Abschnitt D 3 b.)

c) Zunahme der durch Sturm bedingten Steigung um einen Betrag  $\Delta\Delta h''$  durch den Umstand veranlaßt, daß der Damm hernach einen Abschluß bildet und die Steigung sich dann bei SW-Sturm bis zu ihm hin fortsetzt. (Siehe Abschnitt D 3 c.)

d) Ermittlung der Höhe  $h'$  des zukünftigen höchsten Wasserstandes, gefunden aus der gegenwärtig am Ort des zukünftigen Dammschlusses an das Festland beobachteten höchsten Hochwasserhöhe  $h$ , vermehrt um die unter b und c ermittelten Zunahmen der Hochwasserhöhe. Es wird:

$$h' = h + \Delta\Delta h' + \Delta\Delta h''$$

(Siehe Abschnitt D 3 d und Abb. 3.)

### C. Beschreibung der örtlichen Gestaltung des Wattenmeeres

#### 1. Allgemeines über die Tiefs (Stromrinnen), die in das Wattenmeer führen

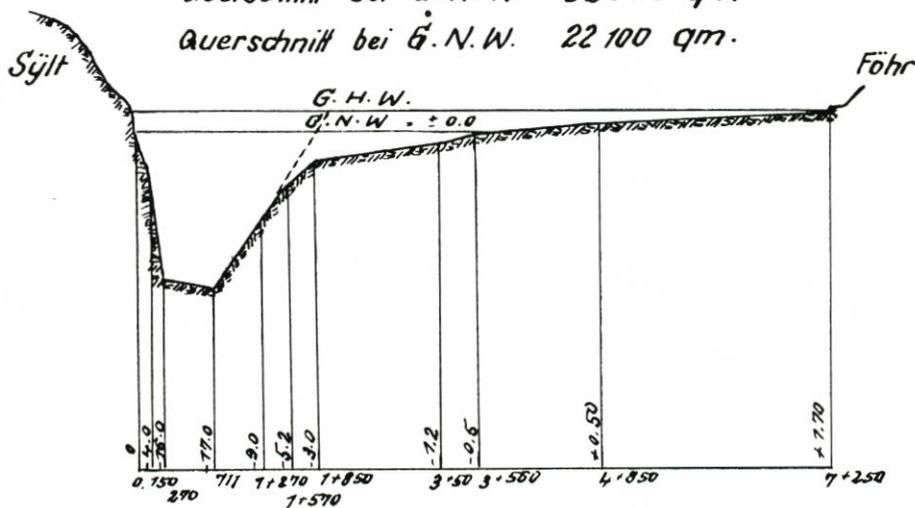
Das Wattenmeer zwischen der Insel Sylt und dem Festlande bildet ein annähernd rechteckiges Becken, dessen Langseiten im Westen durch die Insel Sylt, im Osten durch die Festlandsküste begrenzt werden. Im Süden ist die Insel Föhr, im Norden die Insel Röm vorgelagert.

Das betrachtete Becken steht durch 4 Öffnungen mit der Nordsee in Verbindung (vgl. Abb. 1).

#### Querschnitt des Vortrapptiefs bei Hörnum

Querschnitt bei G.H.W. 32000 qm

Querschnitt bei G.N.W. 22100 qm.



Längen 1: 100 000

Höhen 1: 1000

Die Höhen sind auf G.N.W. = ± 0,0 bezogen.

Abb. 4

Diese bilden

im Süden:

1. Das Vortrapptief, in seiner Verlängerung Hörnumtief genannt, zwischen den Inseln Sylt und Föhr;
2. das Föhler Ley, Verlängerung der Norderaue zwischen Föhr und Festland;

im Norden:

3. das Lister Tief zwischen den Inseln Sylt und Röm;
4. das Römer Tief zwischen Röm und Festland.

Der Wechsel der Wasserstände in dem Becken wird durch die Tiden der Nordsee hervorgerufen.

Die Nordsee fluten strömen durch die Öffnungen ein und füllen das Wattenmeer mit Seewasser. Bei Einsetzen der Ebbe fließen die Wassermengen wieder ab, so daß ein großer Teil des Wattenmeeres zwischen Festland und Sylt bei Niedrigwasser trocken fällt.

Von den genannten 4 Öffnungen bilden im Süden das Vortrapptief, im Norden das Lister Tief die Haupteinströmungsöffnungen, da sie in erheblicher Breite und Tiefe weit in das Wattenmeer hineinführen und somit das Einlaufen der von der offenen Nordsee kommenden Flutwellen ermöglichen. Das Vortrapptief hat bei Hörnum bei Gew. HW etwa 32 000 qm, bei Gew. NW etwa 22 100 qm Querschnitt (vgl. Abb. 4)<sup>1)</sup>.

Das Lister Tief hat zwischen Ellenbogen und Röm bei Gew. HW etwa 35 600 qm, bei Gew. NW etwa 31 000 qm Querschnitt (vgl. Abb. 5).

Das Föhler Ley hat nur in einer schmalen Fahrwinne (Priel) 1,8 m Tiefe bei Gew. HW, während der übrige Teil Wattflächen bildet (vgl. Abb. 6). — Der Wasserquerschnitt bei Gew. HW ist etwa 17 600 qm. Bei Niedrigwasser fällt das Föhler Ley zum größten Teil trocken. Das Föhler Ley kommt daher für die Einströmung der Flutwellen von der Nordsee erst in zweiter Linie in Betracht.

Zwischen Röm und Festland sind hohe Wattflächen ohne durchlaufenden Priel vorhanden. Das Römer Tief kommt, wie später ausgeführt wird, für die Einströmung der Flutwellen von Norden her nicht in Frage.

## 2. Flutgröße an den Einlaufftiefs

Die Flutwellen wandern in der offenen Nordsee an der schleswigischen Westküste von Süden nach Norden, wie durch Strömungsbeobachtungen westlich von Sylt festgestellt und durch Schiffer allgemein bestätigt ist.

<sup>1)</sup> Anmerkung der Schriftleitung: Für die in diesem Aufsatz und im älteren wasserbaulichen Schrifttum gebräuchlichen Begriffe sind heute exaktere im Gebrauch:

Früher: Gew. HW	heute: MThW (mittl. Tidehochwasser)
„ Fluthöhe	„ MThW (mittl. Tidehochwasser)
„ ord. Flut	„ MThW (mittl. Tidehochwasser)
„ Hochwasser	„ ThW (Tidehochwasser)
„ Flutgröße	„ Tidehub
„ Flutkurve	„ Tidekurve
„ Niedrigwasser	„ Tideniedrigwasser
„ Gew. NW	„ Mittl. Tideniedrigwasser
„ Wassergeschwindigkeit	„ Strömungsgeschwindigkeit
„ Stromgeschwindigkeit bei HW	„ Strömungsgeschwindigkeit bei ThW

Querschnitt zwischen Ellenbogen u.

Röm.

Querschnitt bei G.H.W. = 35600 qm

Querschnitt bei G.N.W. = 31000 qm.

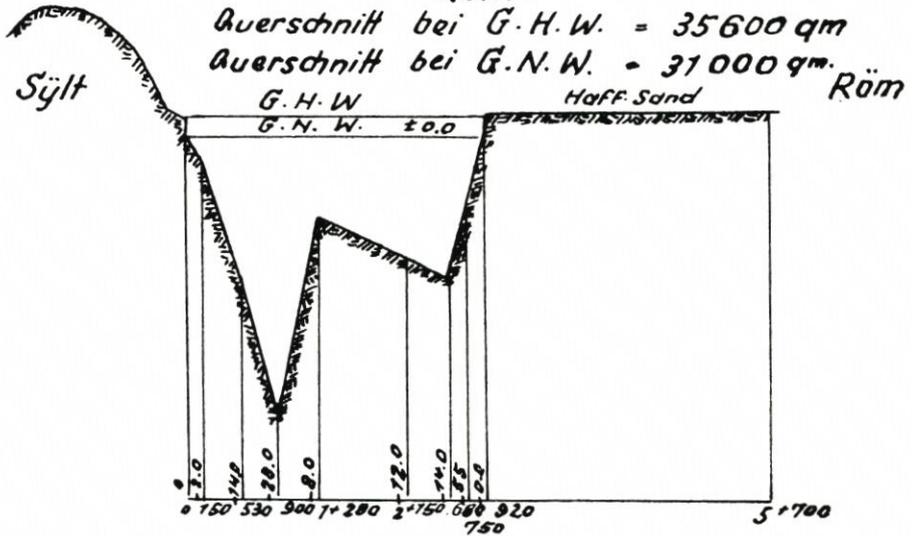


Abb. 5

Querschnitt zwischen Föhr und Festland.

Querschnitt bei G.H.W. = 17600 qm

Querschnitt bei G.N.W. = 3200 qm.

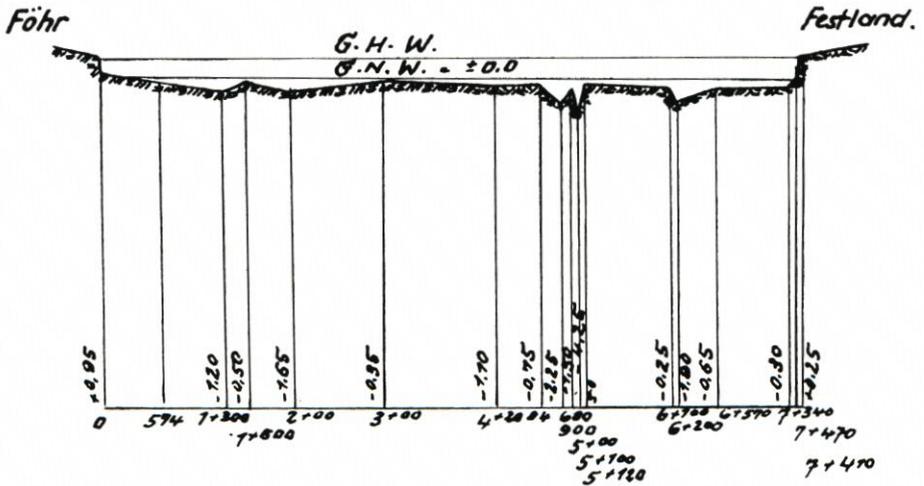


Abb. 6

Die Flutgröße der von der Nordsee durch die Einströmungsöffnungen einlaufenden Flutwellen ist im Süden der schleswigschen Westküste größer als im Norden.

Die gemittelte Flutgröße beträgt nach den Aufzeichnungen von selbstzeichnenden Pegeln bei

Wittdün (Amrum)	2,33 m
Hörnum (Sylt — Süden)	1,72 m
List (Sylt — Norden)	1,59 m

Nach den Beobachtungen des Ingenieurs BRUUNS (2) (vgl. Zeitschrift des Hannoverschen Architekten-Vereins 1877) fällt die Flutgröße weiter nach Norden an der Westküste Jütlands am Nissum-Fjord auf 0,63 m bei Springtide.

Die von Süden durch das Vortrappief in das Wattenmeer zwischen Sylt und Festland einströmende Flutwelle ist nach Vorstehendem im Mittel 13 cm höher als die von Norden durch das Lister Tief einströmende.

Die von Süden kommende Flutwelle hat also ein größeres Arbeitsvermögen als die von Norden kommende.

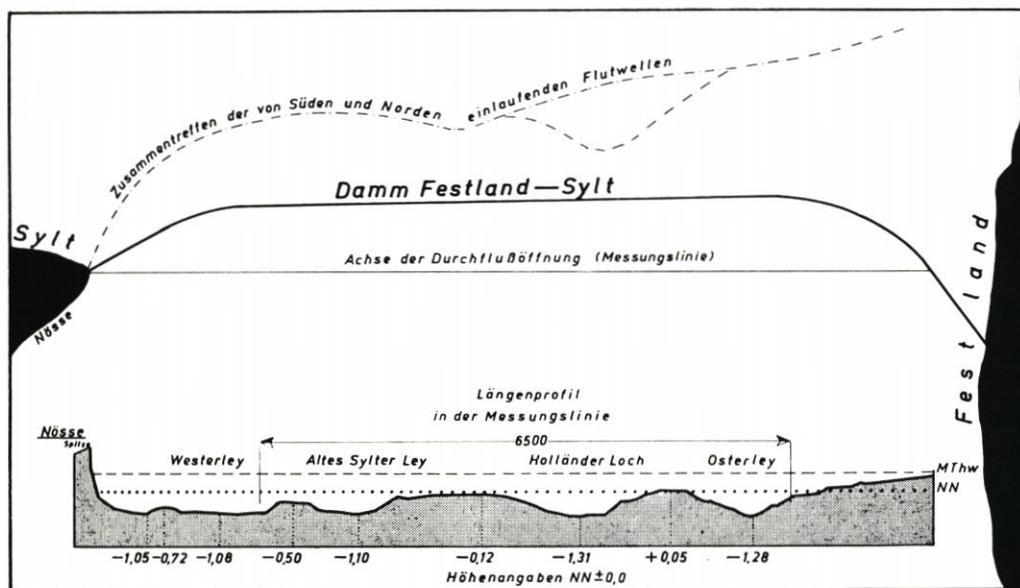


Diagramm 1. Oben: Der Treffpunkt der südlichen und nördlichen Flutwelle nördlich der geplanten Dammlinie an verschiedenen Tagen

Unten: Die Tiefenverhältnisse in der Messungslinie vor dem Dammbau

### 3. Mittlere Hochwasserstände

Die mittleren Hochwasserstände in dem Wattenmeer sind nach den Beobachtungen die folgenden:

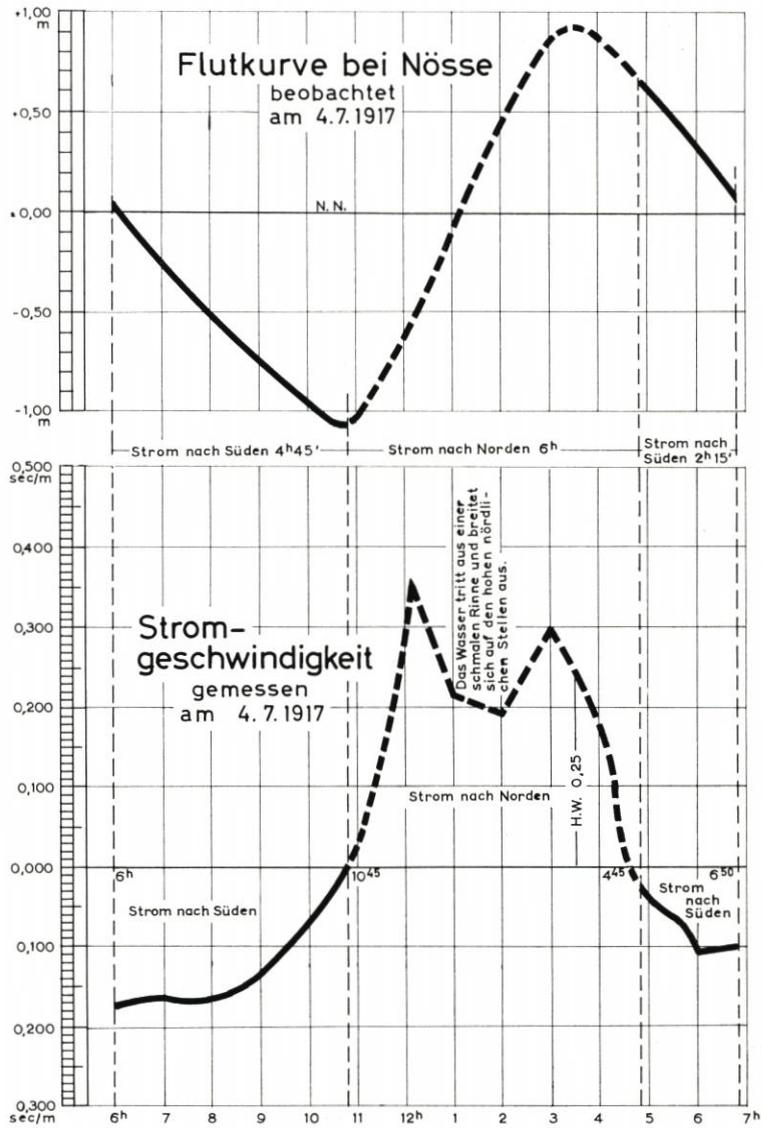


Diagramm 2a

an der Westseite (Ostseite der Insel Sylt)	
in Hörnum	+ 0,65 NN
in List	+ 0,51 NN
an der Ostseite (Festlandküste)	
in Husum an der Festlandküste 35 km südlich von Dagebüll	+ 1,29 NN
in Dagebüll	+ 0,99 NN
in Südwesthörn	+ 0,95 NN
in Hoyerschleuse	+ 0,75 NN

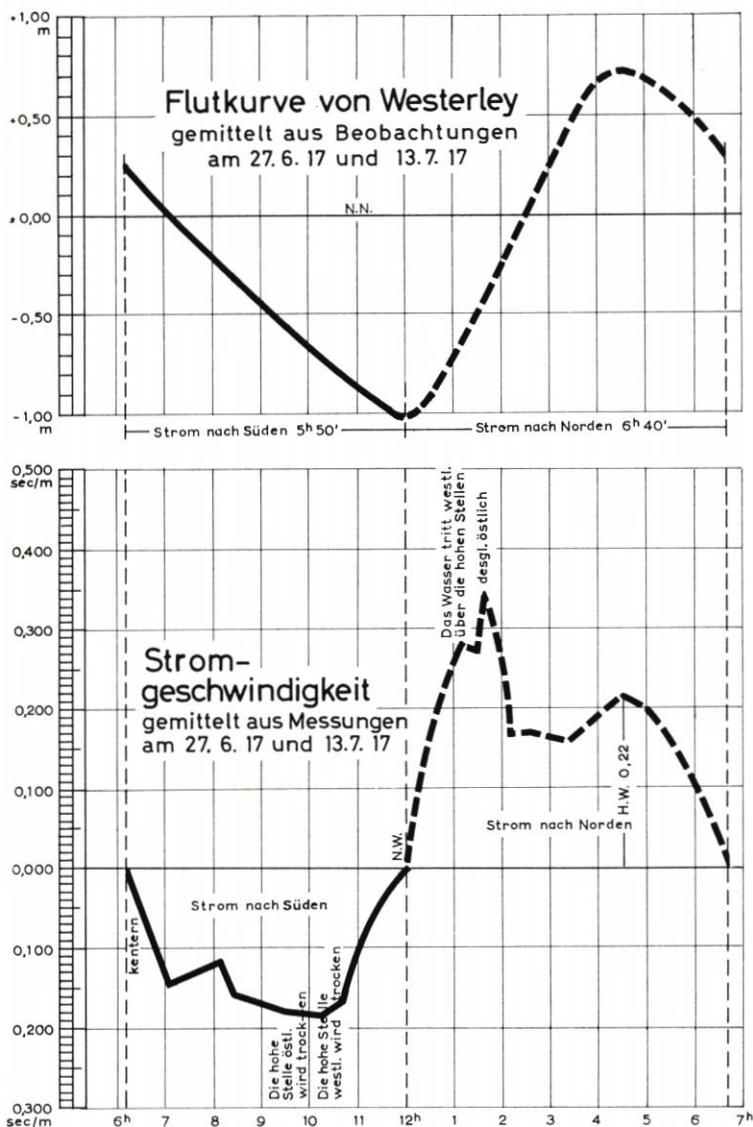


Diagramm 2b

Aus den vorstehenden Zahlen folgt:

1. Der mittlere Hochwasserstand steigt von der Insel Sylt nach dem Festland zu an. — Es wird also auch hier durch die Beobachtung bestätigt, daß die Höhe der Flutwelle nach der Küste hin zunimmt.
2. Der mittlere Hochwasserstand fällt, sowohl bei der Insel Sylt wie an der Festlandsküste von Süden nach Norden hin allmählich ab.

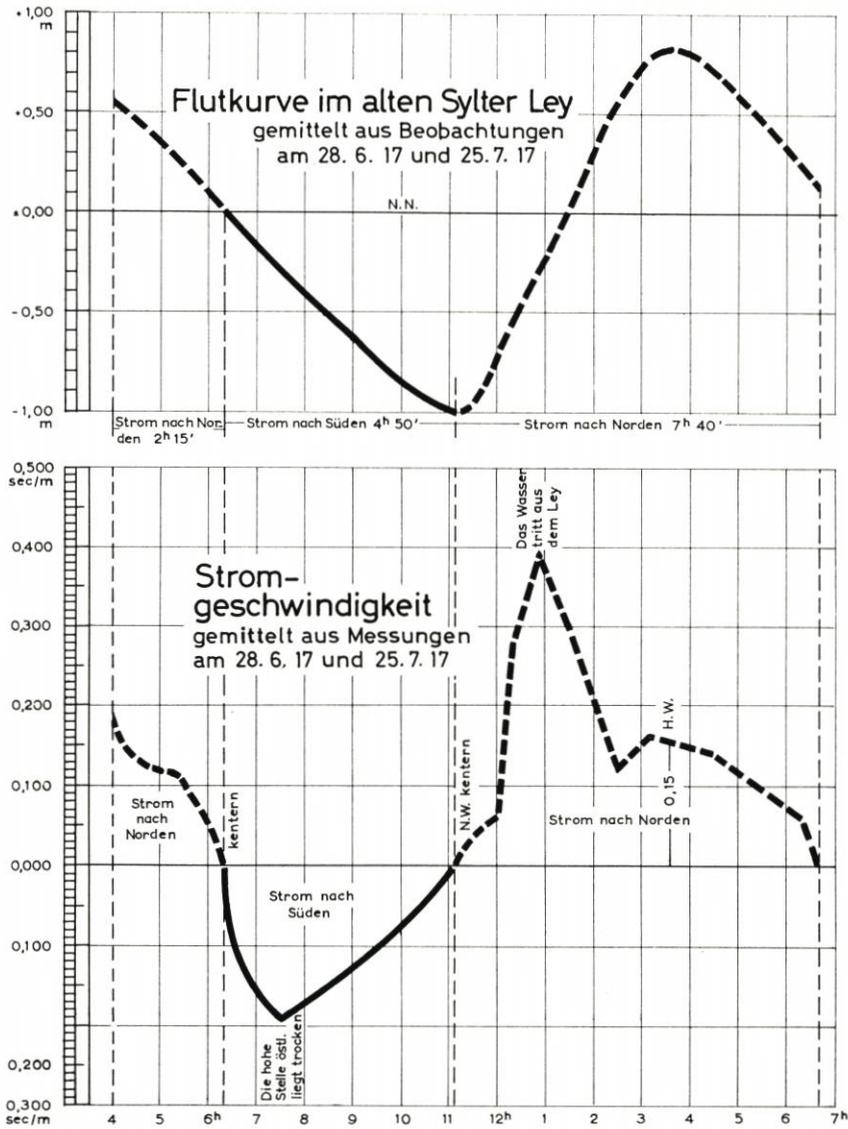


Diagramm 2c

#### 4. Abfluß von Wassermengen über die Dammlinie von Süden nach Norden

Aus den vorstehenden Ausführungen ist zu schließen, daß zwischen Sylt und dem Festland keine vollkommene Wasserscheide bestehen kann, die sonst an der schmalsten und flachsten Stelle, also in der Nähe der geplanten Dammlinie zu vermuten wäre.

Da die von Süden kommende Flutwelle höhere Flutgröße, also auch größere Stoßkraft und größere Höhe bei Gew. HW hat, wird sie Wassermengen, die im Süden in das betrachtete Becken einfließen, nach Norden herauszudrücken versuchen.

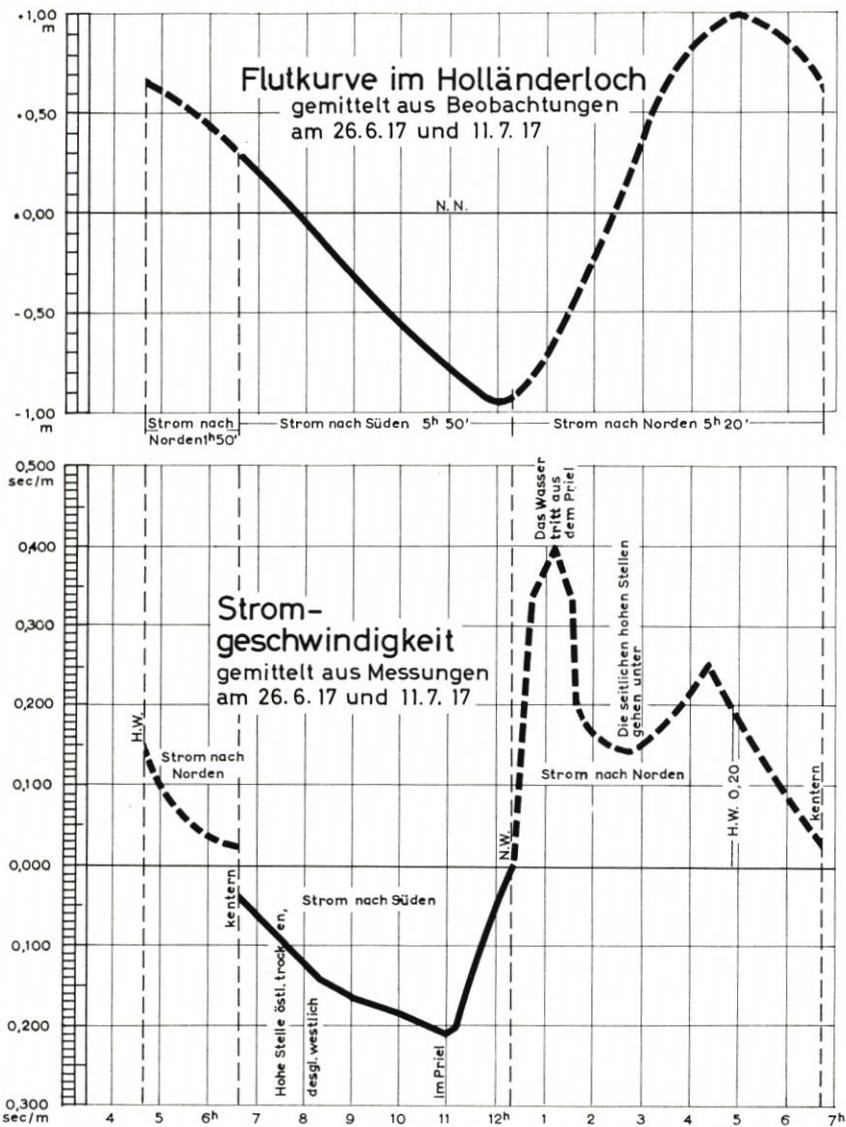


Diagramm 2d

Die vorstehende Schlußfolgerung wird durch Strömungs- und Wassermessungen, die an der schmalsten Stelle zwischen der Halbinsel Nösse und dem Festland ausgeführt sind (vgl. die strichpunktierte Linie Diagramm 1 und 2), bestätigt. Diese Beobachtungen und Messungen haben folgendes ergeben:

Nach Eintreten der Flut setzt zunächst in den Prielen, dann nach Überfluten des Wattes in der ganzen Fläche eine Strömung von Süden nach Norden ein. Bei der Überflutung des Wats treffen die von Norden und Süden in das Wattenmeer zwischen Sylt und Festland einlaufenden Flutwellen auf einer etwa 1000—1500 m nördlich der Dammachse gelegenen Linie zusammen. (Vgl. die gestrichelte Linie Lageplan Diagramm 1.)

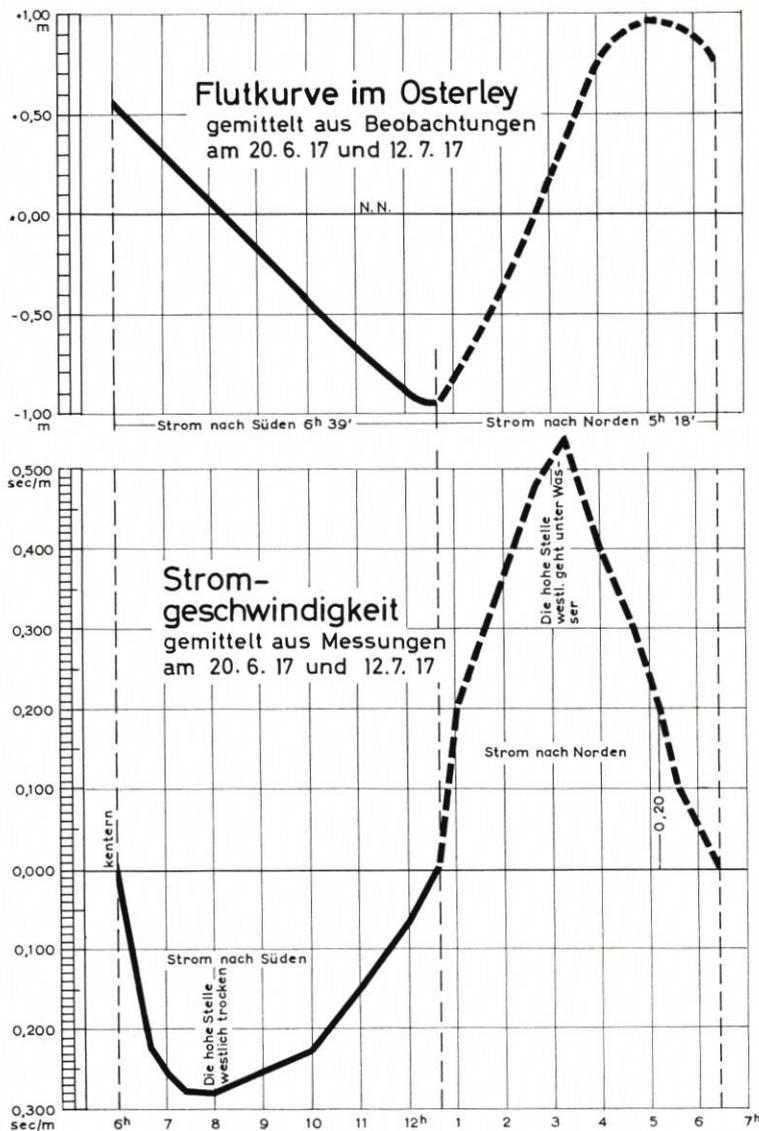


Diagramm 2c

Die nach Norden gerichtete Strömung hält jedoch weiter an, bis etwa 1 $\frac{1}{2}$  bis 3 Stunden nach Hochwasser ein Kentern des Stromes eintritt.

Ein Abfließen nach Süden tritt also nicht gleich nach Hochwasser, sondern erst mehrere Stunden später, kurz bevor das Watt trocken läuft, ein.

Die Messungen sind an 5 Stellen auf der auf Lageplan Diagramm 1 ersichtlichen Achse (siehe die strichpunktiierte Linie) ausgeführt. Die beobachteten Flutkurven sind auf Diagramm 2a—2e dargestellt.

Unter den Flutkurven sind die mit Woltmannschem Flügel gemessenen, gemittelten Wassergeschwindigkeiten aufgetragen.

Aus den Wassergeschwindigkeiten sind nach Berechnung der jeweiligen Durchflußöffnung die über die Linie Festland—Nösse in einer Flut strömenden Wassermengen berechnet und nachstehend angegeben:

Von Niedrigwasser bis zum Kentern des Stromes nach Hochwasser nach Norden fließende Wassermenge	38 500 000 cbm
Nach Kentern des Stromes nach Süden zurückfließende Wassermenge	10 500 000 cbm
Demnach Mehrabfluß nach Norden	28 000 000 cbm

Von der gesamten in einer normalen Tide nach Norden fließenden Wassermenge im Betrage von 38,5 Mill. cbm entfallen nach den Berechnungen auf die Zeit von Niedrigwasser bis Hochwasser	27 000 000 cbm
Von Hochwasser bis zum Kentern des Stromes	11 500 000 cbm
Zusammen:	38 500 000 cbm

Von der über die Messungslinie nach Norden strömenden Wassermenge von 38,5 Mill. cbm fließen bei Ebbe nur 10,5 Mill. cbm nach Süden zurück, das sind rund 27 %.

#### 5. Strömungsverhältnisse zwischen Föhr und Festland

Da die Flutgröße und die Höhe des mittleren Hochwassers an der ganzen schleswigschen Westküste von Süden nach Norden abnehmen, gelten ähnliche Verhältnisse, wie sie bezüglich der Wasserscheide zwischen Nösse und Festland dargelegt sind, auch für das Föhrer Ley und das Römer Ley. Die Flutgröße in der Norderaue bei Wittdün ist wie erwähnt 2,33 m, im Vortrapptief bei Hörnum nur 1,72 m. Die Flutgröße ist also im Süden 0,61 m größer als im Norden.

Dementsprechend haben Wassermengenmessungen, die zwischen Föhr und Südwesthörn (vgl. Abb. 1) ausgeführt sind, ergeben, daß in einer Tide nach Norden strömen

rund	100 000 000 cbm
nach Süden zurück	40 000 000 cbm
Demnach fließen mehr nach Norden rund	60 000 000 cbm

#### 6. Strömungsverhältnisse zwischen Röm und Festland

Messungen, die zwischen Röm und Festland, auf der Linie Havneby—Ballum (Abb. 1) ausgeführt sind, haben ergeben, daß hier in einer Tide nach Norden fließen

rund	57 000 000 cbm
nach Süden zurück rund	30 000 000 cbm
Demnach fließen mehr nach Norden rund	27 000 000 cbm

#### 7. Die bei normaler Flut südlich des Dammes einströmenden, die Füllung des Beckens bewirkenden Wassermengen

Der gegen Süden durch die Linie Hörnum—Föhr—Dagebüll, gegen Norden durch den geplanten Sylter Damm (siehe Abb. 1) begrenzte Teil des Wattenmeeres hat eine Größe von rund 380 qkm, wie durch planimetrische Ermittlung nach der Seekarte festgestellt ist.

Von dieser Fläche sind 250 qkm Wattflächen, die im Mittel 0,5 m über Gew. NW liegen. Die mittlere Flutgröße beträgt 1,7 m, so daß die Wattflächen bei Gew. HW im Mittel 1,7—0,5 = 1,2 m überflutet werden. Den Rest der Gesamtfläche in Größe von 130 qkm bilden die Tiefs, bei denen zwischen Niedrigwasser und Hochwasser die volle Flutgröße zur Geltung kommt.

Die bezeichnete Fläche nimmt infolge Hebung des Wasserspiegels hiernach in einer Tide auf: 250 qkm Wattflächen im Mittel 0,5 m über Niedrigwasser gelegen mit 1,7—0,5 = 1,2 m Flutgröße.

$$250\ 000\ 000 \cdot 1,2 = 300\ 000\ 000\ \text{cbm}$$

130 qkm Tiefs mit voller Flutgröße von rund 1,7 m

$$130\ 000\ 000 \cdot 1,7 = \text{rund } 220\ 000\ 000\ \text{cbm}$$

zusammen: 520 000 000 cbm

Durch die südlichen Tiefs sind ferner noch die Wassermengen, welche über die Dammachse nach Norden abfließen zugeströmt mit

28 000 000 cbm

Durch das Vortrapptief und das Föhrer Ley zugeströmt sind mithin im ganzen

548 000 000 cbm

Da durch das Föhrer Ley nach Maßgabe der Messungen rund 100 000 000 cbm einströmen, strömen demnach durch das Vortrapptief 548 — 100 = 448 Mill. cbm ein. Also reichlich  $\frac{4}{5}$  der Wassermengen strömen durch das Vortrapptief,  $\frac{1}{5}$  durch das Föhrer Ley ein.

Von der gesamten im Süden einströmenden Wassermenge von 548 Mill. cbm kommen in einer normalen Tide über die Dammachse Festland—Nösse nach Norden rund 28 000 000 cbm zum Abfluß, d. s.  $\frac{28}{548} \cdot 100 = 5,1\ \%$ .

Das Abfließen aus der südlich des Dammes liegenden Fläche bei Ebbe stellt sich wie folgt: Zwischen Föhr und Festland strömen aus nach Messung

40 000 000 cbm

durch das Vortrapptief bei Hörnum strömen aus 548 Mill. cbm

— 28 Mill. cbm

— 40 Mill. cbm =

480 000 000 cbm

zusammen: 520 000 000 cbm

#### 8. Bei normaler Flut nördlich des Dammes einströmende Wassermengen

Die Fläche nördlich des geplanten Sylter Dammes bis zur Linie Ellenbogen—Havneby auf Röm-Ballum ist 385 qkm groß; davon sind 260 qkm Wattflächen mit rund 1,1 m Flutgröße, und rund 125 qkm Fläche sind Tiefs mit voller Flutgröße von rund 1,6 m.

Die im ganzen nördlich des geplanten Dammes einströmende Wassermenge beträgt demnach bei einer mittleren Flut zur Füllung des Beckens (Wattflächen)

$$260\ 000\ 000 \cdot 1,1 = 286\ 000\ 000\ \text{cbm}$$

(Tiefs)

$$125\ 000\ 000 \cdot 1,6 = 200\ 000\ 000\ \text{cbm}$$

486 000 000 cbm

Hierzu kommt noch die Wassermenge, welche zwischen Röm und Festland nach Norden fließt mit

57 000 000 cbm

zusammen: 543 000 000 cbm

Abzuziehen ist die von Süden über die Dammlinie einströmende Wassermenge mit

28 000 000 cbm

Demnach Einströmung bei List

515 000 000 cbm

## 9. Ansteigen der Flutwelle zwischen Sylt und Festland

Wie unter C 3 erwähnt, sind die mittleren Hochwasserstände, dem höheren Auflaufen der Flutwellen an den Seeküsten entsprechend, an der Festlandsküste höher als bei der Insel Sylt.

## Westseite des Wattenmeeres

Hörnum	+ 0,65 NN
Morsum Süd	+ 0,75 NN
Morsum Nord	+ 0,68 NN
List	+ 0,51 NN

## Ostseite des Wattenmeeres

Dagebüll	+ 0,99 NN
Südwesthörn	+ 0,95 NN
Damm	+ 0,85 NN
Hoyerschleuse	+ 0,75 NN

Bei mittlerem Hochwasserstand ist also zwischen Südwesthörn und Hörnum

$$0,95 - 0,65 = 0,30 \text{ m}$$

zwischen dem Ostende des Dammes und Morsum Süd

$$0,85 - 0,75 = 0,10 \text{ m}$$

zwischen dem Ostende des Dammes und Morsum Nord

$$0,85 - 0,68 = 0,17 \text{ m}$$

zwischen Hoyerschleuse und List

$$0,75 - 0,51 = 0,24 \text{ m}$$

Quergefälle vorhanden.

## 10. Aufstellung der mathematischen Bedingungen, unter welchen sich das Ansteigen der Flutwellen vom offenen Meer von Hörnum bis zur Dammachse vollzieht

a) Aufhöhung der Flutwelle unter Voraussetzung eines trichterförmigen Stromschlauchs.

In der unter B 1 a genannten Abhandlung hat Professor MÖLLER für die Aufhöhung der Flutwelle in einem trichterförmigen Schlauch ohne Einwirkung der Reibung bei fehlendem Wind folgende Beziehung abgeleitet:

$$\text{Gl. I} \quad \Delta h = \frac{\Delta F}{B_m} \cdot \frac{U_m}{V_m}$$

$\Delta h$  ist die Aufhöhung der Flutwelle im trichterförmigen Flußquerschnitt.

$\Delta F$  der Unterschied des Wasserquerschnittes des Stromschlauchs am Anfang und am Ende der betrachteten Stromstrecke.

$$\Delta F = F_1 - F_2 \text{ (vgl. Abb. 7).}$$

$B_m$  die mittlere Breite des Stromschlauchs.

$U_m$  die mittlere Stromgeschwindigkeit bei HW.

$$U_m = \frac{U_1 + U_2}{2}$$

$V_m$  die mittlere Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Scheitels der Flutwelle.

Der Verlauf der von Süden durch das Vortrapptief einströmenden Flutwelle ist in der Hauptsache durch das von Hörnum bis zur Dammlinie vorhandene Tief gekennzeichnet (vgl. Abb. 1).

Die Flutwelle findet zwar kein festbegrenztes Strombett vor, sondern dieses verzweigt sich an den einzelnen Stellen recht erheblich, und die Flutwelle breitet sich nach der Rantumer Bucht bei Sylt über weite Wattflächen aus. Um die mathematischen Bedingungen, unter welchen sich das Ansteigen der Flutwelle von Hörnum bis zur Dammachse vollzieht, aufstellen zu können, wird daher ein den tatsächlichen Verhältnissen möglichst entsprechender Stromschlauch angenommen. Es ist dies nach dem Verlauf des Tiefs ein sich von Hörnum bis zur Dammachse von 7 km auf 6,5 km verengender Stromschlauch, der sich von Hörnum in nordöstlicher Richtung bis zur Dammachse hinzieht. Der Stromschlauch hat die in Abb. 8 skizzierte Form und Größe.

Bei den vorstehenden Annahmen wird die Rechnung einen zu hohen Wert für  $\Delta h$  ergeben, da

1. die Einwirkung der Reibung nicht berücksichtigt ist und Versuche oder Beobachtungen zu deren Ermittlung noch nicht vorliegen,
2. die Flutwelle nicht in einer festen Stromrinne, sondern in einem unregelmäßigen Bett verläuft, sich teilweise verzweigt und über weite Wattflächen ausdehnt.

Die Reibung und die Verzweigung der Flutwelle wirken herabmindernd auf die Aufhöhung der Flutwelle. Die Größe dieser Einflüsse kann, da bisher über derartige Verhältnisse noch keine Untersuchungen vorliegen, nicht berechnet werden.

Andererseits wirkt die Vereinigung mit der vom Föhrer Ley kommenden Flutwelle vergrößernd auf die Aufhöhung der von Hörnum einlaufenden Flutwelle. Auch dieser Einfluß ist rechnerisch nicht zu ermitteln.

Die genannten rechnungsmäßig nicht erfaßbaren Einflüsse heben sich jedoch zum Teil auf. Inwieweit dies der Fall ist, kann aus dem Vergleich der Rechnungsergebnisse mit den bei den jetzigen Verhältnissen (1920) beobachteten Fluthöhen festgestellt werden.

#### Ermittlung des Wertes mittlerer Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle

Aus den Aufzeichnungen der selbstzeichnenden Pegel bei Hörnum und im Osterley ergibt sich der Eintritt des Hochwassers im Osterley im Mittel 2 Stunden 4 Minuten nach Cuxhaven, bei Hörnum im Mittel 0 Stunden, 15 Minuten nach Cuxhaven.

Der Unterschied der Hochwasserzeit zwischen den beiden Beobachtungsstellen ergibt sich also zu 1<sup>h</sup> 49' oder 6540 Sekunden.

Die Entfernung der Pegel voneinander ist 26 000 m, so daß die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Flutwelle  $V_m = \frac{26\,000}{6\,540} = 3,9$  oder  $V_m =$  rund 4 m/sek beträgt.

Die Stromgeschwindigkeiten bei Hörnum sind durch Schwimmermessungen ermittelt und in der nebenstehenden Skizze Abb. 9 unter der zugehörigen Flutkurve dargestellt. Zur Zeit des Hochwassers ist die Stromgeschwindigkeit bei Hörnum hiernach 0,35 m/sek.

In der Dammachse ist die Stromgeschwindigkeit an 5 Stellen mit Woltmannschem Flügel gemessen. Die Ergebnisse sind auf Blatt 3 dargestellt.

Die Stromgeschwindigkeit beträgt in der Dammachse an den verschiedenen Meßstellen 0,25, 0,22, 0,16, 0,20, 0,20 m/sek, im Mittel also rund 0,20 m/sek von Süden nach Norden.

Im vorliegenden Fall ist daher  $U_m = \frac{0,35 + 0,20}{2} = 0,275$ ,  $U_m =$  rund 0,28 m/sek.

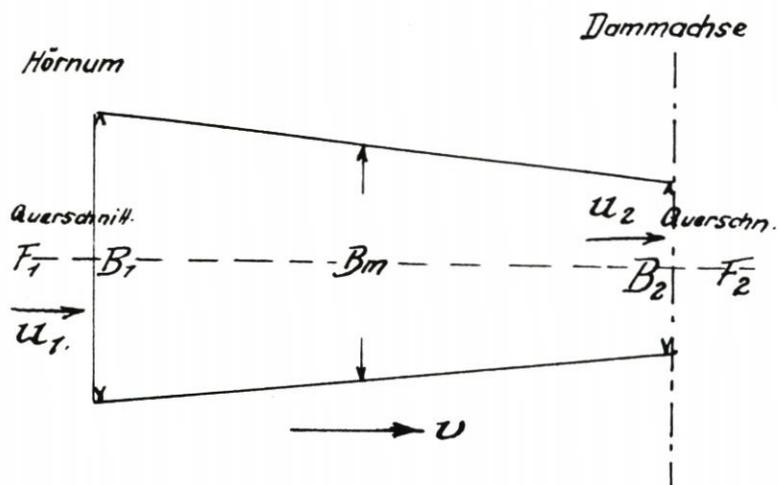


Abb. 7

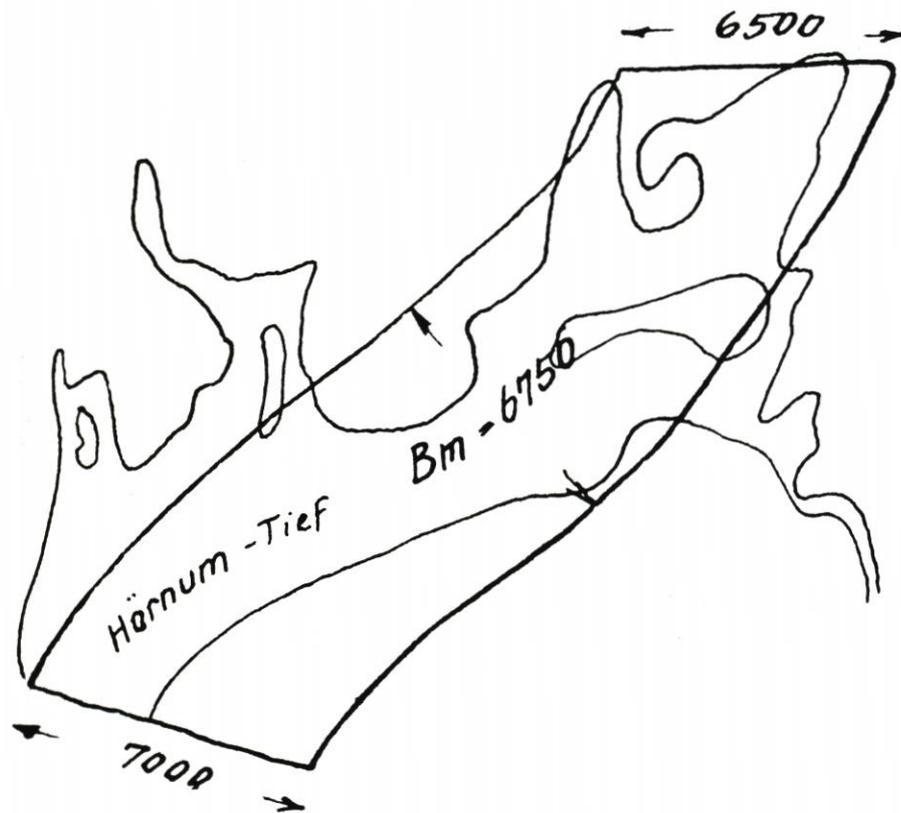


Abb. 8

Der Querschnitt des Stromschlauchs ist bei Hörnum bei HW (s. Abb. 4)  $F_1 = 32\,000$  qm bei einer Breite  $B_1 =$  rund 7000 m.

An der Dammachse ist die Breite des Stromschlauchs am Auslauf des Tiefs  $B_2 = 6500$  m (Abb. 8).

Die mittlere Wassertiefe am Damm bei Gew. HW ist 1,4 m (s. Diagr. 1).

Es ist daher:

$$F_2 = 6500 \cdot 1,4 = 9100 \text{ qm}$$

$$\Delta F = F_1 - F_2$$

$$\Delta F = 32\,000 - 9100 = 22\,900 \text{ qm}$$

$$B_m = \frac{7000 + 6500}{2} = 6750 \text{ m}$$

$$\Delta h_a = \frac{\Delta F \cdot U_m}{B_m \cdot V_m} =$$

$$\Delta h_a = \frac{22\,900 \cdot 0,28}{6\,750 \cdot 4} = 3,39 \cdot 0,07$$

$$\Delta h_a = 0,24 \text{ m.}$$

Die Aufhöhung der Flutwelle von Hörnum bis zur Dammachse beträgt also bei vorstehenden Annahmen 24 cm.

b) Aufhöhung der Flutwelle bei steigender Sohle unter Voraussetzung gleichbleibender Breite der Welle.

Um festzustellen, ob bei einer zweiten möglichen Auffassung der örtlichen Verhältnisse über die Größenverhältnisse der Flutströmung sich andere, und zwar etwa größere Höhenwerte ergeben möchten, ist nachfolgende Untersuchung noch hinzugefügt.

Für die Veränderung der Wellenhöhe bei steigender Sohle hat Professor MÖLLER in der genannten Abhandlung, sofern die Breite keine Veränderung zeigt, folgende Beziehung abgeleitet:

Gl. II

$$\Delta h_b = \Delta t \cdot \frac{U_m}{V_m}, \text{ wo}$$

$\Delta h_b$  die Aufhöhung der Welle,

$\Delta t$  die Steigung der Sohle,  $U_m$  die Stromgeschwindigkeit zur Zeit des Hochwassers am Beginn der Beobachtungsstrecke (Abb. 10),

$V_m$  die mittlere Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Scheitels der Flutwelle ist.

Betrachtet man die bei Hörnum einlaufende Flutwelle unter Vernachlässigung der Verzweigung als eine in gleicher Breite bei steigender Sohle bis zur Dammachse fortschreitende Welle, so ergibt sich im vorliegenden Fall:

Mittlere Tiefe  $t_1$  bei Hörnum bei Gew. HW (siehe Abb. 4)

$$\frac{32\,000}{7\,000} = 4,57 \text{ m} = \text{rund } 4,60 \text{ m.}$$

$U_m = 0,28$  m. Mittlere Tiefe in der Dammachse

$$t_2 = 1,4 \text{ m (Diagr. 1)}$$

$$\Delta t = 4,60 - 1,4 = 3,2 \text{ m}$$

$$\Delta h_b = \Delta t \cdot \frac{U_m}{V_m}$$

$$\Delta h_b = 3,2 \cdot \frac{0,28}{4} = 0,224 \text{ m.}$$

Die Aufhöhung der Flutwelle von Hörnum bis zur Dammachse beträgt also bei den letzten Annahmen 22 cm.

In Abbildung 11 sind die bei Hörnum, im Westerley und im Osterley in der Zeit vom 7. und 8. August 1918 beobachteten, annähernd normalen Flutkurven dargestellt. Aus diesen findet sich, daß die Aufhöhung der Flutwellen zwischen Hörnum und der zukünftigen Dammachse am Westteil derselben (Westerley) 16 cm, am Ostteil derselben (Osterley) 19,5 cm beträgt. Am Anschlußpunkt am Festland ist die Aufhöhung 20 cm im Mittel. Letztere Zahl ergibt sich aus dem Umstand, daß am Festland dort das Gew. HW + 0,85 NN (Seite 17) erreicht, bei Hörnum aber nur + 0,65 NN. Die mittlere Aufhöhung der Flutwelle zwischen Hörnum und der Dammachse am Festland beträgt also  $0,85 - 0,65 = 0,20$  m.

Die vorliegenden Beobachtungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem Ergebnis der theoretischen Berechnung. Der gefundene Unterschied (vgl. Abs. 10a)  $0,24 - 0,20 = 0,04$  m, oder (vgl. Abs. 10 b)  $0,22 - 0,20 = 0,02$  m ist gering.

#### D. Ableitung der zu erwartenden Veränderung der Hochwasserverhältnisse

##### 1. Gew. HW ohne Einfluß des Windes südlich am Damm

Im Scheitel der Flutwelle, also zur Zeit des Hochwassers, besteht in der Dammachse noch eine Stromgeschwindigkeit  $U_2 = 0,2$  m/sek von Süden nach Norden. Der Vorgang der Scheitelerhebung wäre also bei abnehmendem Querschnitt der Stromrinne noch nicht abgeschlossen.

Infolge der nördlich der Dammachse eintretenden Profilerweiterung wird nun aber bei den jetzigen Verhältnissen keine Aufhöhung, sondern ein Fallen des gewöhnlichen Hochwasserstandes beobachtet.

Durch die Erbauung des Dammes wird die von dem Vortrapptief kommende Flutwelle gezwungen werden, am Damm haltzumachen; sie muß dort die Geschwindigkeit  $U = 0$  annehmen.

Bei dem Anlaufen der Flutwellen gegen den Damm wird diese eine gegenüber den unter C 10 a und b betrachteten Werten vermehrte Aufhöhung erfahren. Die sich hier abspielenden Vorgänge sind außerordentlich verwickelt, da die vor dem Damm entstehenden Hebungen auf die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Flutwelle und die Stromgeschwindigkeit zurückwirken.

Diese Vorgänge sind im einzelnen wissenschaftlich noch nicht erforscht.

Eine Wiederholung der vorstehenden unter C 10 gegebenen Berechnungen, dabei am Damm nun aber Wassertiefe, Stromgeschwindigkeit und Stromquerschnitt zu Null eingesetzt, führt im Falle a zu nachfolgend ermitteltem Wert  $\Delta h'a$ :

$$\begin{aligned} \text{a) Es ist } F_1 &= 32\,000 \text{ qm} \\ F_2 &= 0 \\ \Delta F &= 32\,000 \text{ qm} \\ U_1 &= 0,35 \text{ m/sek} \\ U_m &= \frac{0,35}{2} = 0,18 \text{ m/sek} \end{aligned}$$

$$B_m = 6750 \text{ m (s. Abb. 8).}$$

Die mittlere Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle sei wieder zu  $V_m = 4,0$  m/sek angenommen, wobei aber zu beachten ist, daß dieselbe durch den Dammbau eine kleine Änderung erfahren kann.

Es wird nun:

$$\Delta h'_a = \frac{\Delta F}{B_m} \cdot \frac{U_m}{V_m} = \frac{32\,000}{6\,750} \cdot \frac{0,18}{4}$$

$$\Delta h'_a = 0,21 \text{ m.}$$

Zuvor unter C 10 a war gefunden:

$\Delta h_a = 0,24 \text{ m}$ , mithin  $0,24 - 0,21 = 0,03 \text{ m}$  mehr, während eine Abweichung in entgegengesetztem Sinne zu erwarten ist.

Nach Angabe von Professor MÖLLER führt die Art der Bildung des Mittelwertes  $U_m$  zu jenem nicht brauchbaren Ergebnis. Die Strömungsgeschwindigkeit  $U$  wird nach Errichtung des Dammes nur auf kurzer Strecke vor demselben auf Null abnehmen, so daß der Mittelwert  $U_m$  durch den Dammbau eine nur geringe Abnahme erfährt. Setzt man aber wieder  $U_m = 0,28 \text{ m}$  ein, wie zuvor geschah, dann ergibt sich:

$$\Delta h'_a = \frac{\Delta F}{B_m} \cdot \frac{U_m}{V_m} = \frac{32\,000}{6\,750} \cdot \frac{0,28}{4} = 0,33 \text{ m und}$$

$$\Delta \Delta h = \Delta h'_a - \Delta h_a = 0,33 - 0,24 = 0,09 \text{ m.}$$

Dieser Wert bildet nach Vorstehendem nur die obere mögliche Grenze einer Erhebung des Gew. HW nach Errichtung des Dammes über die zuvor bestehende Höhe des Gew. Hochwassers hinausgehend.

Man kann also schreiben:  $\Delta \Delta h = 0,09 \text{ m}$ .

b) In ähnlicher Weise findet sich bei Wiederholung der Berechnungsweise C 10 b, wenn man

$U_m$  wie zuvor zu  $0,28 \text{ m/sek}$  beläßt, aus

$$\Delta t = 4,6 - 0,0 = 4,6 \text{ m und}$$

$$V_m = 4,0 \text{ m/sek}$$

$$\Delta h'_b = \Delta t \cdot \frac{U_m}{V_m} = 4,6 \cdot \frac{0,28}{4} = 0,32 \text{ m.}$$

Dieser Wert bietet nach den unter a) vorstehend gegebenen Erörterungen die obere Grenze der nach diesem Rechnungsverfahren möglichen Erhebung des Gew. HW, welche in Wirklichkeit nicht ganz erreicht werden wird. Da nun für den zur Zeit bestehenden Zustand nach diesem Rechnungsverfahren b)

$\Delta h_b = 0,22 \text{ m}$  gefunden ist (Seite 27) ermittelt sich hier.

$$\Delta \Delta h = \Delta h'_b - \Delta h_b = 0,32 - 0,22 = 0,10 \text{ m.}$$

Mit dem größeren der beiden hier unter a und b gefundenen Werte  $0,09$  und  $0,10 \text{ m}$  sei in der Folge gerechnet, wiewohl  $\Delta \Delta h$  kleiner bleiben muß als dieser Wert<sup>2)</sup>.

Nach Fertigstellung des Dammes wird daher in der südlichen Festlandsecke mit seiner Aufhöhung des gewöhnlichen Hochwassers von  $+0,85 \text{ NN} + 0,10 \text{ m} = +0,95 \text{ NN}$  gerechnet.

Die Aufhöhung des gewöhnlichen Hochwasserstandes wird an der Südseite des Dammes in der ganzen Dammlänge ungefähr gleich groß bleiben. Das jetzt bei Hochwasser vorhandene Spiegelgefälle zwischen Festland und Sylt wird annähernd das gleiche bleiben.

Von der Spitze bei Nösse bis Hörnum-Odde wird die Aufhöhung allmählich auf Null auslaufen, da in der Rantumer Bucht die Flutwelle bereits jetzt gegen die Inselküste läuft und hier keine Veränderung in den bestehenden Flutverhältnissen eintritt.

Die vom Föhrer Ley kommende Flutwelle bringt, wie unter C 7 ausgeführt ist, etwa  $\frac{1}{5}$  der gesamten in den südlichen Teil des Wattenmeeres einlaufenden Wassermenge. Diese Flutwelle verteilt sich in zwei Stromrinnen, deren eine an der Festlandküste entlang bis etwa nördlich von Südwesthörn erkennbar ist (vgl. Abb. 1), während die zweite Stromrinne das Fahr-

wasser des Föhrer Ley bildet, nördlich Föhr nach Westen schwenkt und sich dort mit der vom Vortrapptief kommenden Flutwelle vereinigt (vgl. Abb. 1).

Der Scheitel der an der Festlandsküste entlanglaufenden Flutwelle hat Gefälle von Dagebüll + 0,99 NN nach Südwesthörn + 0,95 NN und fällt dann weiter nach Norden.

Wegen des an der Küste nördlich Südwesthörn vorlagernden hohen Watts läuft die Flutwelle nicht weiter, sondern läuft bei Althorsbüll aus. Dieser Teil der Flutwelle kann also, da er nicht bis zur Dammachse fortläuft, keinen höheren Wasserstand am Damm verursachen.

Der nördlich von Föhr nach Westen schwenkende Teil der Flutwelle vereint sich mit der vom Vortrapptief kommenden Flutwelle. Die hierdurch entstehende Aufhöhung dieser Flutwelle wird, wie aus den unter C 10 a und b ausgeführten Rechnungen hervorgeht, durch die in der Rechnung nicht berücksichtigten Verzweigungen nach der Rantumer Bucht annähernd aufgehoben. An diesem Verhältnis ändert sich auch nach dem Dammbau nichts, so daß durch den Einfluß der von dem Föhrer Ley kommenden Flutwelle keine weitere Aufhöhung zu der berechneten hinzuzufügen ist.

Bei Sturm wird der vorstehend ermittelte Wert  $\Delta \Delta h = 0,10$  m eine Vermehrung auf  $\Delta \Delta h'$  erfahren. (Siehe D 3 b.)

## 2. Gew. Hochwasser ohne Einwirkung des Windes nördlich am Damm

In dem nördlich des Dammes liegenden Teil des Wattenmeeres läuft nur eine Flutwelle durch das Lister Tief.

Das Römer Ley kommt für ein Einströmen der Flutwelle nicht in Frage (vgl. C 6).

Die von List kommende Flutwelle wird, nachdem das Watt überflutet ist, an der Dammlinie durch die von Süden kommende Flutwelle zurückgedrängt. Durch das Zusammentreffen der beiden Flutwellen findet jetzt eine Aufhöhung des Wellenscheitels statt. Nach dem Damm-

---

<sup>2)</sup> Der Vorgang allmählicher Reflexion der Welle ist ein sehr verwickelter, so daß die von mir gegebenen Gleichungen, welche hier benutzt sind, durchaus nur Annäherung bieten. Immerhin sind deren Ergebnisse geeignet, zu zeigen, in welchen Grenzen die Wellenformung sich etwa bewegt, und daher immerhin praktisch zu verwenden, jedenfalls besser als die Werte einfacher Schätzung.

Es ist zu erwarten, daß sich bei Vereinigung praktischer Untersuchung und theoretischer Forschung eine umfassendere und schärfere Lösung der vorliegenden Aufgabe gewinnen ließe.

Die Durchsicht der vorliegenden Dr.-Arbeit hat mich veranlaßt, den Gegenstand der Untersuchung etwas weitergehend zu behandeln, als das bisher geschah. Voraussichtlich wird darüber in der Hann. Zeitschrift für Architekten und Ingenieure demnächst von mir berichtet werden. Es zeigte sich, daß die Gleichung für  $\Delta h$  bei einem sich nicht verengenden Stromprofil auch auf die Form gebracht werden kann:

$$\text{Gl. III} \quad \Delta h = \frac{U \cdot V_m}{g}$$

Darin bedeutet U die anfängliche Stromgeschwindigkeit und  $V_m$  die mittlere Flutwellengeschwindigkeit.

Im vorliegenden Fall würde durch den Dammbau, also durch das Abschneiden der am Ort desselben zuvor vorhandenen Strömungsgeschwindigkeit  $U_2 = 0,20$  m/sek bei  $t = 1,4$  m Wassertiefe und einem ermittelten Werte

$$V_m = \sqrt{g \cdot t} = \sqrt{9,81 \cdot 1,4} = 3,7 \text{ m/sek}$$

sich nach Gleichung III ergeben:

$$\Delta h = \frac{0,20 \cdot 3,7}{9,81} = 0,076 \text{ m, welcher Betrag dem unter a vorstehend gefundenen Wert sehr nahe kommt.}$$

gez.: M. M.

bau kann die nördliche Flutwelle, ohne daß ihr die südliche Flutwelle entgegenströmt, bis zum Dammbau fortlaufen. Die jetzt in der Zeit vom Überfluten des Watts bis zur Hochwasserzeit in einer Flut über die Dammlinie von Süden nach Norden fließende Wassermenge von 28 000 000 cbm (vgl. C 4) fällt fort.

Hierdurch muß die Fluthöhe an der Nordseite des Dammes etwas geringer werden als vor dem Dammbau. Wie groß dieses Maß ist, läßt sich nicht berechnen. Es wird geschätzt, daß die Wasserstandshöhe bei mittlerem Hochwasser in der Dammachse an der Nordseite von + 0,85 NN auf + 0,80 NN zurückgeht.

Die Stromgeschwindigkeiten bei List sind durch Schwimmermessungen ermittelt und in der Abbildung 12 (Tafel) unter der zugehörigen Flutkurve aufgetragen.

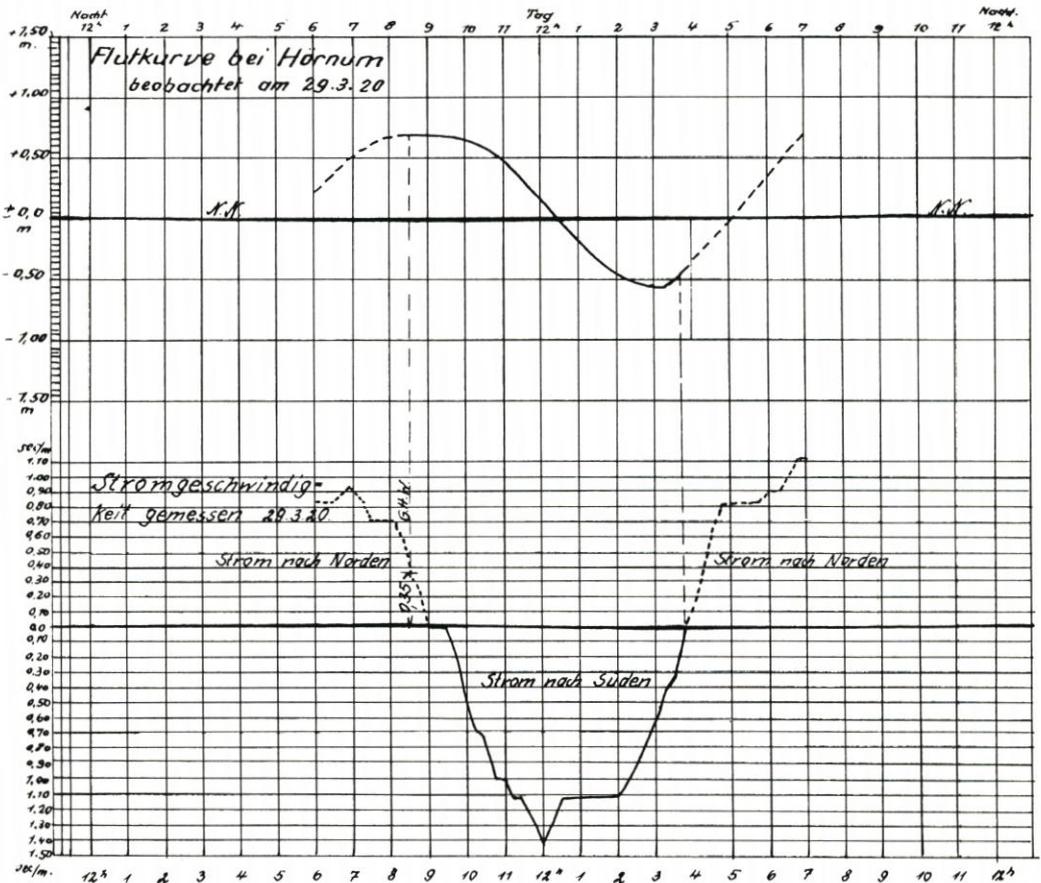


Abb. 9

Die Stromgeschwindigkeit zur Zeit des Hochwassers ist bei List 0,24 m/sec; sie ist also wesentlich geringer als bei Hörnum (0,35 m/sec).

Die angegebenen Höhenunterschiede für die zukünftigen Wasserstände an der Festlandsküste südlich und nördlich des Dammes werden sich bei SW-Winden vergrößern bzw. angleichen.

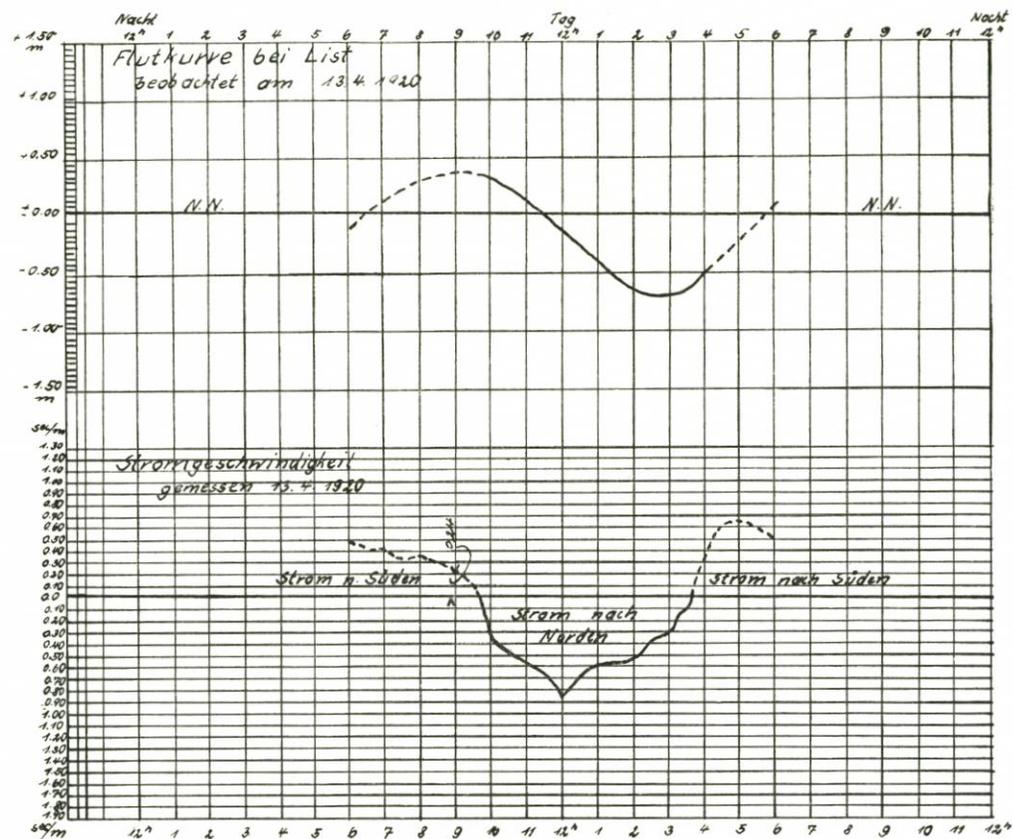


Abb. 12

Hörnnum.

Ilamm.

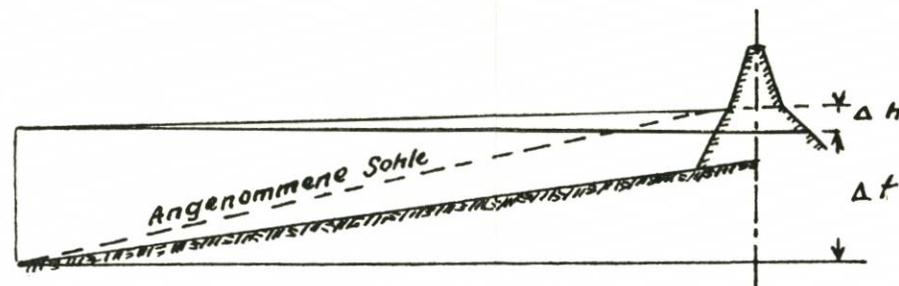


Abb. 10

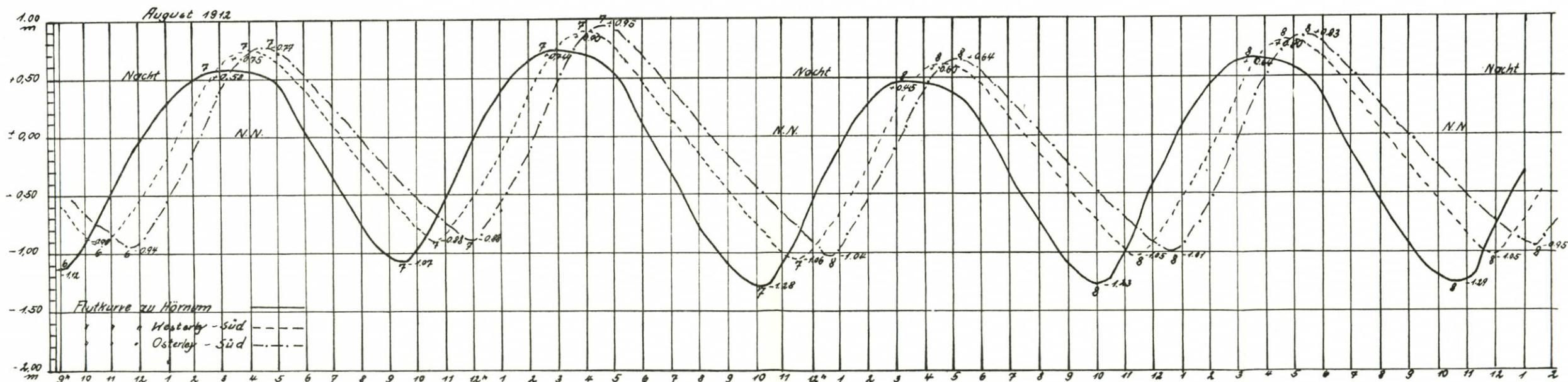


Abb. 11

Da in Hoyerschleuse Hochwasser später eintritt, als in Südwesthörn, wird sich an der Südseite des Dammes Hochwasser etwa 1 Stunde früher einstellen als an der Nordseite.

Der Unterschied zwischen dem nördlichen und südlichen Wasserstand am Damm wird daher zeitweilig — je nach den verschiedenen Flutabschnitten — auch bei ruhigem Wetter wesentlich größer sein, als der vorstehend zu  $0,95 - 0,80 = 0,15$  m angegebene Unterschied zwischen den Höchstständen südlich und nördlich des Dammes ausmacht, da zur Zeit des Höchststandes auf der Südseite des Dammes nördlich desselben noch ein niedrigerer Wasserstand besteht, als es dem dort erst später eintretenden Hochwasser entspricht.

### 3. Hochwasserstand unter dem Einfluß des Windes (Sturmfluthöhe)

a) Allgemeines über den Verlauf der Sturmfluten im Wattenmeer zwischen Festland und Sylt vor und nach dem Dammbau.

In dem in Frage kommenden Teil des Wattenmeeres treten hohe Sturmfluten nur ein bei Stürmen aus SW und wenn sich der Sturm von SW nach NW dreht. — Es werden dann große Wassermassen durch die Einlauftiefe von der Nordsee in das Wattenmeer getrieben.

Aus dem Beobachtungsmaterial der seit 1907 eingetretenen 10 höchsten Sturmfluten ist festzustellen, daß bei allen Sturmfluten die Höhe über Gew. HW am Festland wesentlich größer war, als auf den vorgelagerten Inseln, daß also die Aufhöhung der Flutwellen von Hörnum bzw. List bis zur Festlandsküste unter dem Einfluß des Windes bei Sturmfluten bedeutend größer war, als bei normalen Fluten.

An der Festlandküste wurde der höchste Punkt der einzelnen Sturmfluten in den genannten 10 Fällen beobachtet:

2mal in Dagebüll,

2mal war der Wasserstand in Dagebüll und Südwesthörn gleich hoch,

5mal in Südwesthörn,

1mal in Hoyerschleuse (vgl. Abb. 1).

Ein völlig bestimmtes Bild für den Verlauf der Sturmfluten bei gewissen Windrichtungen läßt sich aus den 10 genannten Sturmfluten nicht entnehmen. Da die Spiegelgefälle zwischen Dagebüll und Hoyerschleuse bei gleichen Windrichtungen mehrfach direkt entgegengesetzt waren, muß angenommen werden, daß das Auflaufen der Sturmfluten vor allen Dingen durch den Einlauf der Fluten aus der Nordsee bedingt ist und daß neben der Sturmrichtung das frühere oder spätere Eintreffen der im Norden und Süden einlaufenden Flutwellen die Höhe der Sturmfluten an den einzelnen Beobachtungsstellen der Festlandsküste maßgebend beeinflusst hat.

Zur besseren Veranschaulichung des Verlaufs der Sturmfluten zwischen Festland und Sylt sind die Höhen der 3 höchsten Sturmfluten, welche in dem fraglichen Teil des Wattenmeeres einwandfrei beobachtet sind, auf Diagramm 3 dargestellt. Es sind dies die Sturmfluten vom 3. Dezember 1909, vom 5./6. November 1911 und vom 16./17. Februar 1916.

Aus dem Bild dieser Sturmfluthöhen in Verbindung mit der vorhergehenden Darstellung des Verlaufs der gewöhnlichen Flutwellen ergeben sich folgende allgemeine Schlüsse:

In dem östlich der Insel Sylt gelegenen Wattenmeer entsteht zur Zeit durch Stürme aus Südwest bis Nordwest bei Hochwasser auf der Luvseite ein Ansteigen des Wasserspiegels in Richtung der fließenden Bewegung des Wassers, welche „Steigung“ genannt wird.

Nach der Leeseite fällt der Wasserspiegel in Richtung der fließenden Bewegung des Wassers mit „Gefälle“ ab.

Es ist möglich, daß gleichzeitig ein Teil des Wassers auf der Luvseite entgegen dem Wind, also durch das Hörnumtief bzw. Lister Tief auf dem Grund abfließt.

Dreht der Wind bei Südweststürmen nach Nordwest, so kann das Wasser der bisherigen Leeseite noch höher auftreiben; zum Gefälle, das bei dem Abfluß in der Anfangsrichtung entsteht, tritt dadurch, daß das Wasser nach der Windrichtung gegen den Wind fließt, eine Steigung hinzu.

Solche Verhältnisse können in Zukunft, wenn der Sylter Damm gebaut ist, nicht mehr eintreten. Dann steht der Wasserspiegel nur unter dem Einfluß des Winddrucks von einer Seite. Der SW-Sturm erzeugt auf der Luvseite südlich des Dammes eine „Steigung“ nach dem Damm hin; nördlich vom Damm wird voraussichtlich ein Sinken eintreten. Schlägt der Wind nach Nordwest um, so kann er den vorher auf der Südseite eingetretenen Wasserstand nicht mehr steigern, wie es vor dem Dammbau der Fall war, er kann ihn nur senken.

Die Einwirkung der Windes auf diese Stelle wird also in diesem Falle herabgesetzt.

Auf der Südseite kann das angestiegene Wasser noch während des Sturmes teilweise auf dem Grund zum Abfluß kommen.

Der höchste Punkt der Sturmfluten muß nach Fertigstellung des Sylter Dammes in allen Fällen nach den Festlandsecken am Damm verlegt werden, und zwar wird bei SW-Stürmen in der südlichen Bucht am Festlande, bei Stürmen mit von SW nach NW drehendem Winde oder reinem NW-Sturm der höchste Punkt der Sturmflut in der nördlichen Bucht am Festlande entstehen.

Das Aufstauen des Wassers wird solange vor sich gehen, bis infolge eingetretener „Steigung“ des Wasserspiegels, bedingt durch die horizontale Kraft des Sturmes sich ein Ausgleich gebildet hat zwischen dem zur Küste gerichteten Strom der oberen Wasserschicht gegenüber dem Rückstrom in der Tiefe.

b) Zunahme  $\Delta\Delta h'$  der Flutwellenhöhe vor dem Damm bei Sturmfluten als Teilbetrag der ganzen Erhebung, nur durch die dynamischen Vorgänge in der Welle bedingt.

Im Abschnitt D 1 a und b ist der Wert  $\Delta\Delta h$  einer Erhöhung des Gw. HW, also bei Windstille nach Rechnungsart a) zu 0,09 m, nach Rechnungsart b) zu 0,10 m ermittelt.

Der nachfolgenden Untersuchung sei der größere Wert  $\Delta\Delta h = 0,10$  m zugrunde gelegt.

Bei Stürmen aus südlichen und westlichen Richtungen, die nach dem Dammbau die größten Wasseraufhöhungen in dem Becken südlich des Dammes hervorbringen, wird die Geschwindigkeit des einlaufenden Flutstroms und der Wellenfortpflanzung größer als bei gewöhnlichen Fluten, mithin wird auch der Wert  $\Delta\Delta h'$  größer als der berechnete Wert  $\Delta\Delta h$ .

Die Stromgeschwindigkeit im Wellenscheitel läßt sich bei Sturmfluten wegen des Seegangs nicht durch Messungen feststellen. Eine rechnerische Ermittlung des Wertes  $\Delta\Delta h'$  ist daher ausgeschlossen und man muß eine Schätzung der Größe dieses Wertes vornehmen.

Man kann annehmen, daß der Wert  $\Delta\Delta h' : \Delta\Delta h$  in dem gleichen Verhältnis wächst, wie das Verhältnis der Flutgrößen bei Sturmfluten gegenüber der Flutgröße bei gewöhnlichen Fluten zunimmt.

Die gewöhnliche Flutgröße bei Hörnum (ohne Wind) ist  $G = 1,72$ .

Bei Sturmfluten ist aus den vorhandenen Pegelaufzeichnungen die größte Flutgröße (Höhe zwischen NW und HW) zu  $G' = 3,5$  m beobachtet:

$$\Delta\Delta h' : \Delta\Delta h = G' : G$$

$$\Delta\Delta h' = \Delta\Delta h \cdot G'$$

$$\Delta\Delta h' = \frac{0,1 \cdot 3,5}{1,72} = 0,20 \text{ m}$$

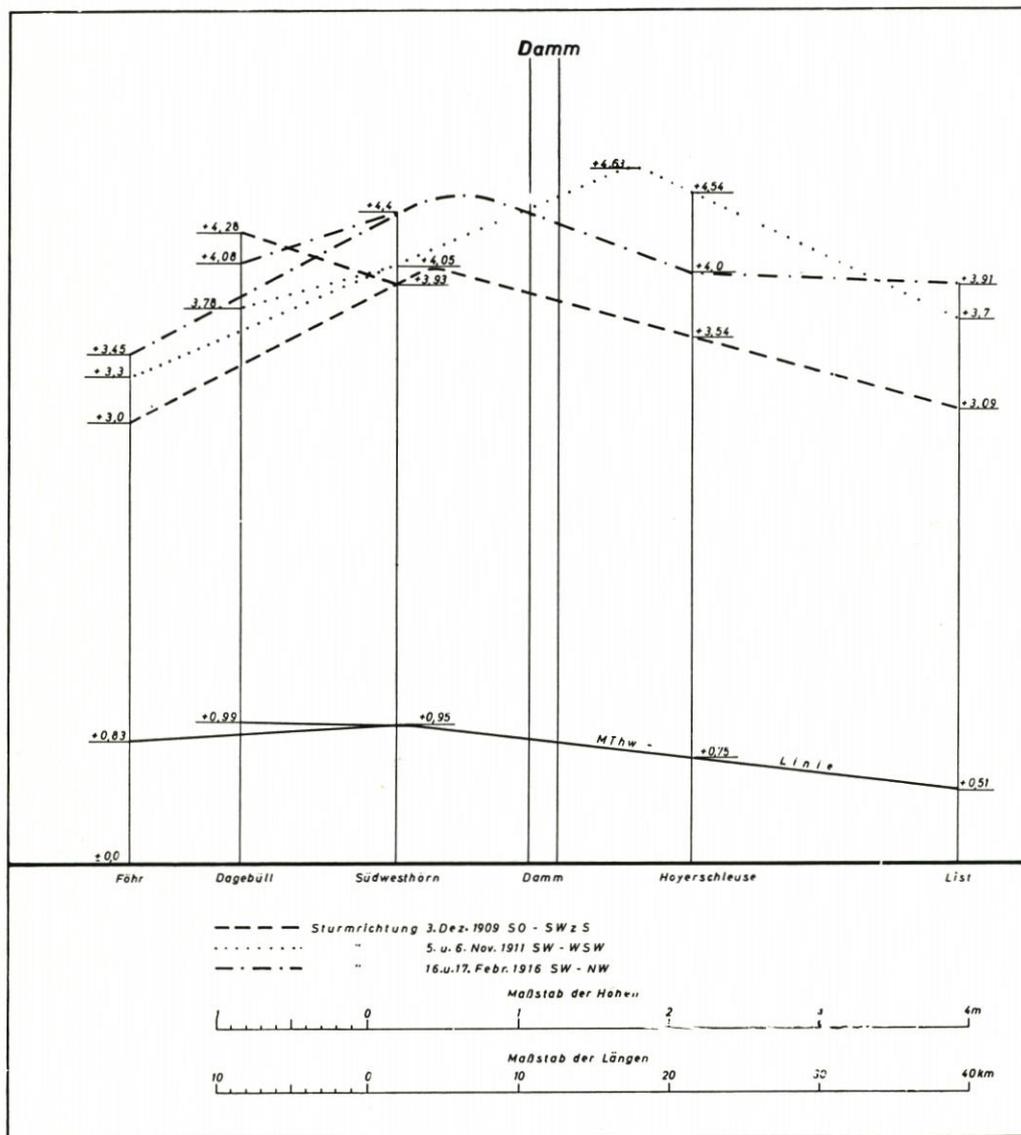


Diagramm 3

c) Zunahme  $\Delta\Delta h''$  der Steigung bei Sturm als Teilbetrag der ganzen Erhebung des Hochwassers vor dem Damm, veranlaßt durch den Umstand, daß der Damm hernach einen Abschluß bildet und die Steigung sich dann bei SW-Stürmen bis zum Damm fortsetzt.

Nach der Darstellung der 3 höchsten beobachteten Sturmfluten ist in einem Fall bei der Sturmflut am 16./17. Februar 1916 (Diagr. 3, strichpunktierte Linie) der höchste Stand der Sturmflut bei Südwesthörn, also südlich der Dammachse durch Drehung der Sturmrichtung von SW nach NW entstanden. — Dieser Fall kann nach Fertigstellung des Dammes, wie unter D 3 a

ausgeführt ist, nicht mehr eintreten, da der Damm später ein Übertreten von Wasser aus dem nördlichen Teil des Wattenmeeres nach dem südlichen Teil verhindert. Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1916 muß daher für die Ermittlung des Wertes  $\Delta\Delta h''$  ausscheiden. Wenn der Damm bei dieser Sturmflut vorhanden gewesen wäre, wäre die größte Sturmfluthöhe an der Nordseite des Dammes am Festlande entstanden. Südlich des Dammes wäre die Sturmfluthöhe durch den Nordweststurm wesentlich herabgemindert (vgl. D 3 a).

Bei der durch SW-Sturm entstandenen Sturmflut vom 3. Dezember 1909 (Diagr. 3, langgestrichelte Linie), bei welcher der höchste Wasserstand bei Südwesthörn zu + 3,93 NN beobachtet ist, fällt die Sturmfluthöhe von Südwesthörn nach Norden hin ab. Bei dieser Sturmflut ist die stärkste im Wattenmeer überhaupt vorgekommene Steigung des Sturmflutspiegels in der Sturmrichtung von Westerland (Föhr) + 3,00 NN bis Südwesthörn + 3,93 NN beobachtet. Diese Steigung hat auf 15,5 km Länge (s. Abb. 1 und Diagr. 3)  $3,93 - 3,00 = 0,93$  m betragen. Die Steigung war also  $\frac{0,93}{15\,500} = 0,00006$  oder 6 cm auf 1 km Länge.

Wenn bei dieser Sturmflut der Damm bereits bestanden hätte, hätte sich eine Steigung des Sturmflutspiegels, da ein Abfließen nach Norden über die Dammachse später nicht möglich ist, in der gleichen Höhe (6 cm auf 1 km) zwischen Westerland (Föhr) und dem Anschlußpunkt des Dammes an das Festland (vgl. Bl. 1) einstellen können.

Die Entfernung von Westerland (Föhr) bis zum Ostende des Dammes beträgt 20 km (s. Abb. 1). Bei der vorstehend ermittelten Steigung von 6 cm auf 1 km hätte also die Steigung des Sturmflutspiegels von Westerland (Föhr) aus bis zum Ostende des Dammes  $20 \cdot 0,06 = 1,2$  m betragen können. Am Ostende des Dammes ergibt sich also rechnermäßig eine Sturmfluthöhe von + 3,00 NN (vgl. Diagr. 3) + 1,20 = 4,20 NN.

Bei der dritten, auf Diagramm 3 dargestellten Sturmflut vom 5./6. November 1911 (kurz gestrichelte Linie) ist zwischen Westerland (Föhr) und Südwesthörn eine Steigung von + 4,05 — 3,30 = 0,75 m auf 15,5 km Länge beobachtet. Die Steigung war also  $\frac{0,75}{155,0} = 0,00048$  oder 4,8 cm auf 1 km. Bei dieser Sturmflut würde sich am Ostende des Dammes, wenn sich vom Westerland (Föhr) aus die gleiche Steigung (4,8 cm auf 1 km) wie zwischen Westerland (Föhr) und Südwesthörn eingestellt hätte, eine Sturmfluthöhe von  $3,30 + 20 \cdot 0,048 = + 4,26$  NN ergeben.

Es ist aber denkbar, daß bei dieser Sturmflut durch Zusammentreffen ungünstiger Umstände auch eine Steigung von 6 cm auf 1 km hätte eintreten können, wie sie bei der Sturmflut vom 3. Dezember 1909 beobachtet ist.

Bei Zugrundelegung dieser größten beobachteten Steigung ergibt sich entsprechend der für die Sturmflut vom 3. Dezember 1909 ausgeführten Berechnung für diesen Fall eine rechnermäßige Sturmfluthöhe von + 3,30 NN +  $20 \cdot 0,06 = 4,50$  NN.

Die bisher am Ostende des Dammes beobachtete größte Sturmfluthöhe (vgl. Diagr. 3) ist + 4,20 NN. Dadurch, daß der Damm hernach einen Abschluß bildet und die Steigung sich dann bei SW-Stürmen bis zu ihm hin fortsetzt, ergibt sich also eine größte Zunahme der Sturmfluthöhe

$$\Delta\Delta h'' = 4,50 - 4,20 = 0,30 \text{ m.}$$

Um festzustellen, ob an anderen Stellen in Buchten der Nordsee eine größere Steigung des Sturmflutspiegels als 6 cm auf 1 km beobachtet ist und daher vielleicht der größeren Sicherheit wegen bei Ermittlung von  $\Delta\Delta h''$  mit einer höheren Steigung bei Sturmfluten gerechnet werden muß, sei zum Vergleich Beobachtungsmaterial von der Jade, Weser und der Zuidersee herangezogen.

Aus dem seit 1880 gesammelten Beobachtungsmaterial der Reichswerft in Wilhelmshaven (Strombauresort) über die Sturmfluthöhen in der Jade sind nachfolgend die ermittelten größten Steigungen der Wasseroberfläche in der Jade zusammengestellt:

	Größtes Steigungsverhältnis bei Sturmfluten	
1. Zwischen Rotersand und Wilhelmshaven	0,000038	3,8 cm auf 1 km
2. Zwischen Rotersand und Varel	0,000034	3,4 cm auf 1 km
3. Zwischen Wangerooge und Wilhelmshaven	0,000034	3,4 cm auf 1 km
4. Zwischen Wangerooge und Ellenserdamm	0,000033	3,3 cm auf 1 km

Aus den von der Senatskommission für die Unterweserkorrektion gegebenen Sturmflutbeobachtungen ist ermittelt, daß die größten „Steigungen“ in der Unterweser bei Sturmfluten betragen haben:

	Größtes Steigungsverhältnis bei Sturmfluten	
1. Rotersand-Hoherweg	0,000055	5,5 cm auf 1 km
2. Hoherweg-Bremerhaven	0,000024	2,4 cm auf 1 km
3. Rotersand-Bremerhaven	0,000033	3,3 cm auf 1 km

Nach der Veröffentlichung von C. W. LELY (3) über „Aufhöhung der Sturmflutstände an der friesischen Küste infolge Abschließung der Zuidersee“ ist die größte Steigung in der Zuidersee bei Westwind, Stärke 10, zwischen Urk und Kraggenburg mit 0,0000292 (2,92 cm auf 1 km) ermittelt.

Die vorstehenden Zahlen ergeben, daß die Steigung der Wasseroberfläche bei Sturmfluten in der inneren Jade, Weser und Zuidersee stets unter 4 cm auf 1 km beobachtet ist. In der Außenweser zwischen Rotersand-Leuchtturm und Hoherweg ist in einem Falle eine Steigung von 5,5 cm auf 1 km beobachtet.

Die für die Ermittlung von  $\Delta\Delta h''$  vorstehend zugrunde gelegte Steigung ist demnach auch an anderen Beobachtungsstellen der Nordsee nicht erreicht, so daß kein Grund vorliegt, mit einer höheren Steigung als 6 cm auf 1 km zu rechnen.

#### d) Ermittlung der Höhe $h'$ des zukünftigen höchsten Wasserstandes südlich am Damm.

Wie unter B 3 ausgeführt ist, ergibt sich die zukünftige Sturmfluthöhe  $h'$  am Damm aus der gegenwärtig am Ort des zukünftigen Dammschlusses an das Festland bei SW-Stürmen beobachteten höchsten Sturmfluthöhe  $h$ , vermehrt um die unter D 3 b und c ermittelten Zunahmen der Sturmfluthöhe.

Es wird:

$$h' = h + \Delta\Delta h' + \Delta\Delta h''.$$

Als größte bisher bei SW-Stürmen vorgekommene Sturmfluthöhe in der Dammachse am Festland ist nach Diagramm 3  $h = + 4,20$  NN beobachtet.

$$\Delta\Delta h' = 0,20 \text{ m,}$$

$$\Delta\Delta h'' = 0,30 \text{ cm ermittelt. Als größte zukünftige Sturmfluthöhe ergibt sich demnach:}$$

$$h' = h + \Delta\Delta h' + \Delta\Delta h'' = 4,20 + 0,20 + 0,30 = + 4,70 \text{ NN.}$$

Diese Sturmfluthöhe kann aber nur eintreten, wenn alle ungünstigen Umstände, die ein Auftreten höherer Sturmfluten verursachen, zusammentreffen.

e) Ermittlung der Sturmfluthöhe an der nördlichen Festlandsecke des Dammes.

An der Nordseite des Dammes werden die höchsten Sturmfluten bei Nordwest-Stürmen auftreten. Da aber nach dem Dammbau das Abfließen von Wassermengen von Süden nach Norden über die Dammlinie unmöglich ist, fällt die bei dem Zusammentreffen der südlich und nördlich einlaufenden Flutwellen bisher auftretende Aufhöhung fort.

Bei Hoyerschleuse ist als größte Sturmfluthöhe bei NW-Sturm + 4,00 NN beobachtet (Diagr. 3, strichpunktierte Linie).

Rechnet man wieder mit der vorher ermittelten größten Steigung von 0,00006 (6 cm auf 1 km), so ergibt sich eine Sturmfluthöhe von  $4,00 + 10\,000 \cdot 0,00006 = + 4,60$  NN an der nördlichen Festlandsecke des Dammes.

f) Vergleich der zukünftigen Sturmfluthöhen am Damm mit Sturmfluthöhen an anderen Punkten der Nordsee.

Ein höheres Auflaufen der Flut als + 4,70 NN, das ist  $4,70 - 0,95 = 3,75$  m über das später an der südlichen Festlandsecke des Dammes zu erwartende gewöhnliche Hochwasser ist nicht anzunehmen, wenn man die größte Sturmfluthöhe an anderen Punkten der Nordsee mit dieser Höhe vergleicht.

Die höchste Sturmfluthöhe in Husum, das am Ende einer trichterförmigen Bucht liegt und die höchsten Sturmfluthöhen im Vergleich mit anderen Plätzen der Westküste hat, ist + 5,01 NN am 16./17. Februar 1916 beobachtet.

Gew. HW liegt auf + 1,29 NN, so daß die größte Sturmfluthöhe 3,72 m über Gew. HW gewesen ist.

An höchsten einwandfrei festgestellten Sturmfluten seien zum Vergleich noch die nachfolgenden Höhen zusammengestellt:

	Gew. HW	Höchste beobachtete Sturmflut	Höhe über Gew. HW
Hoyerschleuse	+ 0,75 NN	+ 4,54 NN am 5./6. XI. 1911	+ 3,79 m
Südwesthörn	+ 0,95 NN	+ 4,40 NN am 16./17. II. 1916	+ 3,45 m
Dagebüll	+ 0,99 NN	+ 4,28 NN am 3. XII. 1909	+ 3,29 m
Husum	+ 1,29 NN	+ 5,01 NN am 16./17. II. 1916	+ 3,72 m
Tönning	+ 1,24 NN	+ 4,65 NN am 16./17. II. 1916	+ 3,41 m
Büsum	+ 1,32 NN	+ 4,40 NN am 16./17. II. 1916	+ 3,08 m
Brunsbüttelkoog	+ 1,29 NN	+ 4,00 NN am 13./14. I. 1916	+ 3,11 m
Wilhelmshaven	+ 1,55 NN	+ 5,10 NN am 13. III. 1906	+ 3,55 m
Binnenjade (Varel)	+ 1,64 NN	+ 5,45 NN am 13. III. 1906	+ 3,81 m
Emden (Nesserland)	+ 1,26 NN	+ 5,17 NN am 13. III. 1906	+ 3,91 m

Vor Eintritt der schweren Sturmfluten von 1906, 1909, 1911 und 1916 galt als höchste vorgekommene Flut an der schleswigschen Westküste die Sturmflut vom 3./4. Februar 1825.

Die Sturmfluthöhen von 1825, die auf Grund von Untersuchungen, die viele Jahre später ausgeführt sind, also keinen Anspruch auf völlige Richtigkeit machen können und bei denen voraussichtlich der Wellenaufbau zum Teil mit berücksichtigt ist, sind für die Westküste die folgenden:

	Höhe über NN	Höhe über Gew. HW
Husum	+ 4,99 NN	3,70 m
Tönning	+ 4,96 NN	3,72 m
Büsum	+ 4,97 NN	3,65 m

FÜLSCHER (4) gibt in seiner Veröffentlichung „Über Uferschutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln“ (Zeitschrift für Bauwesen 1905, Seite 320) an, daß die Sturmflut von 1825 an der ganzen deutschen Nordseeküste annähernd die gleiche Höhe von 3,50 m über Gew. HW gehabt hat. Die nicht amtlichen höheren Angaben hält FÜLSCHER ohne Zweifel für falsch.

Aus den vorstehenden Zusammenstellungen geht hervor, daß bei den höchsten einwandfrei festgestellten Sturmfluten in der deutschen Nordseebucht ein Auflaufen bis 3,90 m über Gew. HW beobachtet ist, und zwar an Buchten, die trichterförmig gestaltet sind und daher wesentlich ungünstiger sind, als die am Sylter Damm entstehenden Buchten. — Höhere Sturmfluten sind nicht vorgekommen.

Wenn also mit einer Sturmfluthöhe an der südlichen Festlandsecke des Damms von 4,70 NN, gleich 3,75 m über dem später zu erwartenden Gew. HW gerechnet wird, ist sie auf alle Fälle ausreichend.

Ein höheres Auflaufen der Sturmfluten am Damm ist nur denkbar, wenn an der ganzen Westküste überhaupt bedeutend höhere Sturmfluten als bisher auftreten.

#### E. Vorschläge betreffend Anstellung von Beobachtungen und von praktischen Untersuchungen, um die in Abschnitt B erörterten Ursachen des Ansteigens der Flutwelle klarer erkennen zu lassen

Um die Ursachen des Ansteigens der Flutgröße genauer kennenzulernen, wäre es zweckmäßig, an verschiedenen Stellen der Seeküsten im Flutgebiet in Buchten ohne Flußeinmündungen, insbesondere auch im Wattenmeer von der offenen Nordsee aus bis zum Ende der Buchten die Entwicklung der Flutwellen durch selbstzeichnende Pegel längere Zeit zu beobachten, gleichzeitig die Stromgeschwindigkeit zu messen und Windrichtung sowie Windstärke zu beobachten.

In der offenen Nordsee vor den Küsten werden diese Messungen wohl nur an vereinzelten günstigen Tagen möglich sein.

Aus dem so gewonnenen Beobachtungsmaterial ließen sich wertvolle allgemeine Schlüsse über Entwicklung und Verlauf der Flutwelle ziehen.

Sodann dürfte durch Versuche über das Auflaufen der Wellen bei steigendem Untergrund versucht werden, die bisherigen Kenntnisse über den Verlauf der Wellen zu erweitern und Aufschlüsse über die Reibungsverhältnisse zu gewinnen.

Um über das Ansteigen der Wasseroberfläche gegen eine Küste, auf welche der Wind gerichtet ist, nähere Kenntnis zu erlangen, ist eine wesentlich gründlichere Beobachtung dieses Ansteigens als bisher bei verschiedenen Tiefen an möglichst vielen Punkten der Küste erforderlich.

Bei Sturmfluten muß nicht nur die Höhe des Wasserstandes, sondern auch die genaue Zeit des Eintretens des höchsten Wasserstandes, ferner auch die Stärke, Richtung und Dauer des Windes genau ermittelt werden. Nach jahrzehntelangen Beobachtungen lassen sich dann vielleicht Regeln über das Ansteigen der Wasseroberfläche bei bestimmten Windrichtungen, Windstärken und Wassertiefen für einzelne Punkte der Küsten ermitteln.

#### F. Ergebnis

Nach den angestellten Betrachtungen wird durch den Dammbau an der südlichen Festlandsecke eine Hebung des gewöhnlichen Hochwassers um 10 cm — von 0,85 NN auf 0,95 NN — erwartet.

Die größte Sturmfluthöhe, die bisher + 4,20 NN am Ostende des Dammes beobachtet ist, kann nach dem Dammbau an der genannten Stelle auf 4,70 NN steigen. Da die angestellten Ermittlungen nicht voll beweiskräftig und in ihren Ergebnissen völlig unzuverlässig sind, ist bei Festsetzung der Dammhöhe mit einem Sicherheitswert zu rechnen, der  $s = 1,60$  angenommen werde.

Die für die Bestimmung der Höhe des Dammes und der anschließenden Festlandsdeiche zugrunde zu legende Sturmfluthöhe stellt sich daher wie folgt:

$$\begin{aligned} h' &= h + s (\Delta \Delta h' + \Delta \Delta h'') \text{ S. 8} \\ &= 4,20 + 1,60 (0,20 + 0,30) \\ &= 4,20 + 0,80 = + 5,00 \text{ NN} \end{aligned}$$

Die bisher vorgeschriebene und ausreichende Höhe der Festlandsdeiche ist auf Diagramm 3 dargestellt; sie ist bei Südwesthörn und bei Hoyerschleuse + 6,44 NN, dazwischen vom Ort des Dammanschlusses auf 6,5 km nach Süden und 4,0 km nach Norden + 6,19 NN.

Diese Deichhöhe von + 6,19 — 5,00 = 1,19 m über der zugrunde zu legenden Sturmfluthöhe reicht nach den Erfahrungen bei Seedeichen, die dem Wellenschlage ausgesetzt sind, nicht aus.

Es wird daher vorgeschlagen, die Deichhöhe am Dammschluß 1,80 m über der ermittelten Sturmfluthöhe von 5,00 NN, also auf + 6,80 NN festzusetzen und dem Damm an dieser Stelle die gleiche Höhe zu geben. Vom Anschlußpunkt des Dammes kann die Deichhöhe nach Süden bis Südwesthörn auf 10 km Länge auf die jetzt vorhandene Höhe + 6,44 NN fallen. Im Norden ist ein schnelleres Abfallen auf 4 km Länge auf die vorhandene Deichhöhe + 6,44 NN zulässig, da an der Nordseite eine geringere Sturmfluthöhe als an der Südseite zu erwarten ist. Die vorgeschlagene Deicherhöhung ist auf Diagramm 3 dargestellt.

Da bei der Insel Sylt die Sturmfluthöhe wesentlich geringer ist als am Festlande (vgl. S. 38), ferner der Damm am Westende bei Sylt bei Sturmfluten im Schutz liegt und daher hier geringerem Wellenschlage ausgesetzt ist, wird vorgeschlagen, die Dammhöhe bei Sylt auf + 6,20 NN anzulegen und von hier aus in gleichmäßiger Steigung zu der Höhe + 6,80 NN am Festlande überzugehen.

Die vorgeschlagenen Damm- und Deichhöhen werden selbst bei den schwersten zu erwartenden Sturmfluten ausreichende Sicherheit gewähren.

Literaturverzeichnis

1. MÖLLER, M., Braunschweig: Ein Beitrag zur Berechnung der Wellen und der Flut- und Ebbebewegung des Wassers. (Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Hannover 1896.)
2. BRUUNS, G. G., Kopenhagen: Flut- und Strombeobachtungen an der Westküste Schleswigs. (Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Hannover 1877.)
3. LELY, C. W., Haag: Aufhöhung der Sturmflutstände an der friesischen Küste infolge Abschließung der Zuidersee. Herausgegeben von der Zuiderseevereinigung in Amsterdam.
4. FÜLSCHER: Über Uferschutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln. (Zeitschrift für Bauwesen 1905.)
5. KREY: Das Wattengebiet, die Marschen und Halligen an der Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste. (Zentralblatt der Bauverwaltung 1918.)
6. MÜLLER, FR.: Das Wasserwesen an der Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste. (Verlag Dietr. Reimer, Berlin 1917.)
7. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Wasserbau am Meere und in Strommündungen.
8. Akten des staatlichen Wasserbauamts Husum und der staatlichen Bauabteilung Sylt in Husum.

# Untersuchung über den Einfluß des Hindenburgdammes auf die Tidehochwasserstände im Wattenmeer

Von Hartmut Drebes

## I. Allgemeines

In den Jahren 1925 bis 1927 wurde die Insel Sylt durch einen hochwasserfreien Eisenbahndamm, den Hindenburgdamm, mit dem Festland verbunden. Durch den Bau dieses Dammes wurde der Austausch der Wassermassen im Zuge der Gezeiten über die Dammachse zwischen Klanxbüll und Morsum unterbunden. Die Folge davon war eine Veränderung der Tidewasserstände in einem weiteren Umkreis. Vor dem Dammbau war die zu erwartende Veränderung der Gezeiten bereits in einer Dissertation des damaligen Regierungs-Baurats PFEIFFER eingehend untersucht worden (4). Nachfolgend soll untersucht werden, inwieweit sich die damaligen Vorausberechnungen als richtig herausgestellt haben und welche Veränderungen im einzelnen im Verlauf der Tide eingetreten sind. Für die Untersuchung wird im wesentlichen zurückgegriffen auf die Pegelaufzeichnungen der Tidewasserstände aus den Jahren 1920 bis 1938. Betrachtet wurden die Pegel Morsum-Nord, Morsum-Süd, Hindenburgdamm-Nord, Hindenburgdamm-Süd, Hoyerschleuse, Südwesthörn, Dagebüll und Hörnum (Abb. 1). Die ausgewertete Beobachtungsdauer wurde wegen des Arbeitsaufwands bewußt beschränkt, zumal dadurch der Einfluß eventueller morphologischer Veränderungen, z. B. durch die Anlandung am Hindenburgdamm, auszuschalten war. Es wird ferner nur der Einfluß des Hindenburgdamms auf die Entwicklung der Tidehochwasserstände untersucht, da mit Ausnahme des Pegels Hörnum sämtliche Niedrigwasserstände entweder überhaupt nicht erfaßt oder nur in gestörtem Zustand beobachtet werden konnten.

## II. Gang der Untersuchungen

Infolge der witterungsmäßig bedingten Differenzen der jährlichen Mitteltidehochwasserstände und der Sturmflutwasserstände wurde für sämtliche Pegel und Wasserstände Bezug genommen auf einen Pegel, der durch den Bau des Dammes unbeeinflusst geblieben ist. Als Bezugspegel wurde der Pegel Husum gewählt. Zwar ist der Pegel Husum infolge seiner exponierten Lage am Ende eines langgestreckten Trichters den Einflüssen des Windstaus stärker ausgesetzt als andere Pegel, aber von ihm liegen die Aufzeichnungen lückenlos vor. Daher ist seine Wahl als Bezugspegel gerechtfertigt. In den Tabellen 1 bis 3 werden die Mitteltidehochwasserstände und die Sturmflutwasserstände der einzelnen Pegel als Differenzen in Zentimeter zu den Aufzeichnungen des Pegels Husum angegeben. Anschließend wird untersucht, ob sich diese Differenzen infolge des Baues des Hindenburgdamms verändert haben. Das Ergebnis der Untersuchungen ist in Tabelle 4 wiedergegeben und auf den Abbildungen 2a und b graphisch dargestellt.

## III. Ergebnisse der Untersuchungen

### 1. Veränderungen der Mitteltidehochwasserstände

Nach den Untersuchungen von PFEIFFER sollte an der Südseite des Hindenburgdamms mit einer durchgehenden Hebung des MThw-Standes um 10 cm zu rechnen sein, der an der Nordseite eine Absenkung um den gleichen Betrag gegenüberstehen sollte.

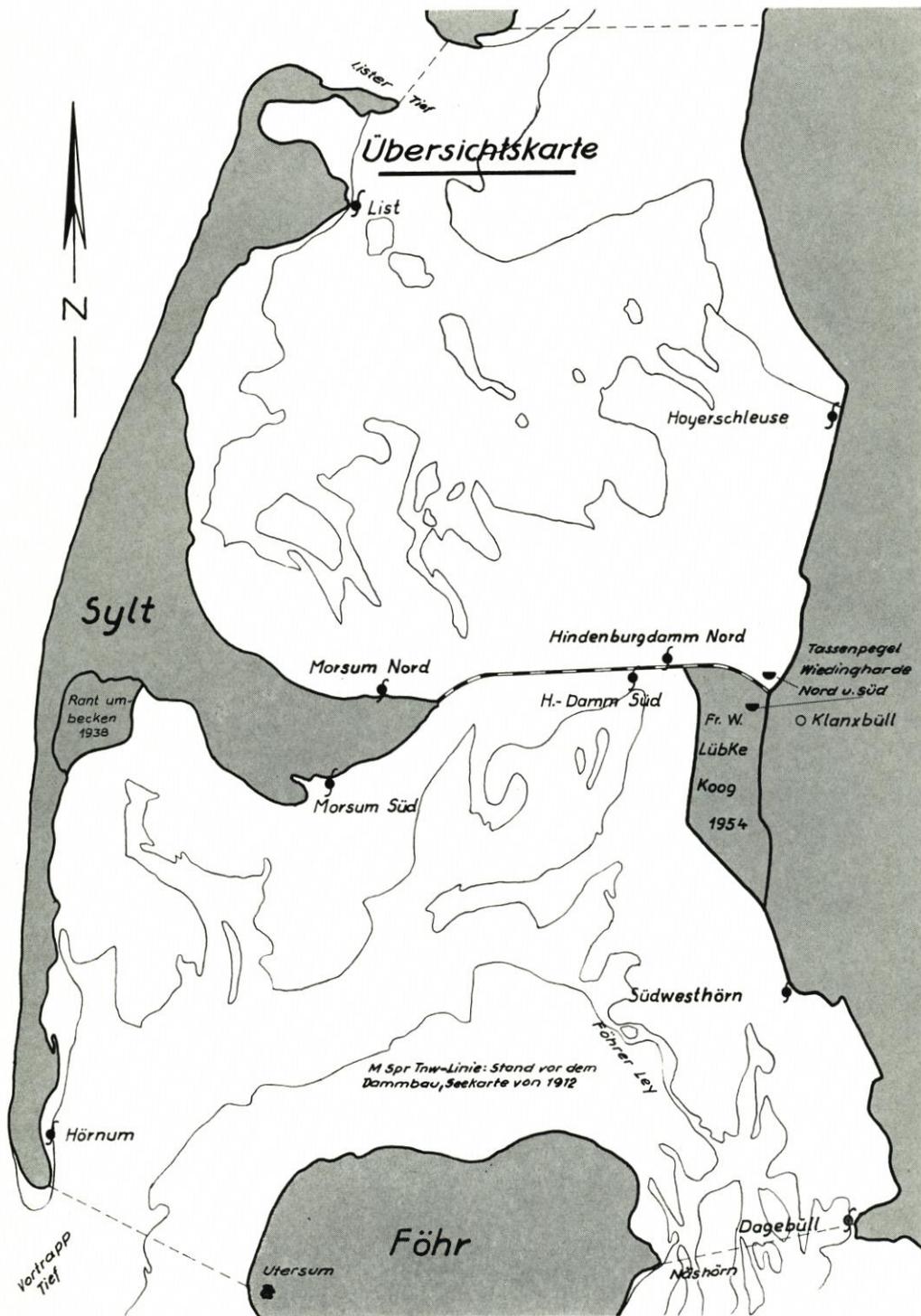


Abb. 1. Übersichtskarte mit der Lage der Pegel

Tabelle 1

Jährliche MThw mit Angabe der Differenzen gegen Husum  
 Alle Werte in cm, Wasserstände bezogen auf PN = NN - 5,00 m

Jahr	Husum	Dagebüll	SW-Hörn	Hoyer Schleuse	Morsum N	Morsum S	Hind.-D. Nord	Hind.-D. Süd	Dammtrasse 4 km westl. Festland
1920	641	617 - 24	607 - 34	(574) (-67)	575 - 66	578 - 63			585 - 56
1921	640	614 - 26	602 - 38	573 - 67	573 - 67	574 - 66			583 - 57
1922	639	614 - 25	(606) (-33)	(580) (-59)	578 - 61	579 - 60			588 - 51
1923	648	616 - 32	(605) (-43)	584 - 64	(579) (-69)	584 - 64			590 - 58
1924	645	610 - 35	(602) (-43)	581 - 64	585 - 60	(586) (-59)			589 - 56
1925	647	615 - 32	(603) (-44)	578 - 69	580 - 67	582 - 65			587 - 60
1926	648	614 - 34	(608) (-40)	(575) (-73)	518 - 70	587 - 61			
1927	651	616 - 35		581 - 70	580 - 71	592 - 59			
1928	636	604 - 32	605 - 31		570 - 66	583 - 53			
1929	639	605 - 34	(616) (-23)		570 - 69	586 - 53			
1930	637	608 - 29	608 - 29	(569) (-68)	573 - 60	597 - 40	570 - 67	602 - 35	
1931	645	609 - 36	609 - 36	577 - 68	576 - 69	596 - 49	578 - 67	602 - 35	
1932	643	609 - 34	608 - 35	573 - 70	574 - 69	594 - 49	579 - 64	602 - 41	
1933	638	603 - 35	604 - 34	570 - 68	565 - 73	591 - 47	572 - 66	594 - 44	
1934	638	603 - 35	601 - 37	568 - 70	565 - 73	591 - 47	511 - 67	591 - 47	
1935	647	612 - 35	609 - 38	575 - 72	582 - 65	604 - 43	580 - 67	599 - 48	

Tabelle 2

Sturmflutwasserstände mit Angabe der Differenzen gegen Husum vor dem Dammbau  
 Alle Werte in cm, Wasserstände bezogen auf PN = NN — 5,00 m

Wind	Tag	Monat	Jahr	Husum	Dagebüll	SW-Hörn	Hoyer Schleuse	Morsum Nord	Morsum Süd	Tassenpegel Wiedingharde Nord	Tassenpegel Wiedingharde Süd	Wasserspiegelgefälle längs des Dammes Wiedingharde — Morsum Nordseite	Wasserspiegelgefälle längs des Dammes Wiedingharde — Morsum Südseite
NNW	23.10.	1921		17.30 854	728 — 126	726 — 128	725 — 129			726 — 128			
NNW	2.11.	1921		3.00 891	773 — 118	792 — 99	764 — 127			767 — 124		12 km	13 km
WNW	18.12.	1921		4.10 866	798 — 68	833 — 33	800 — 66	768 — 98		800 — 66		Länge	Länge
WSW	21.12.	1921		5.50 883	798 — 85	(799) (— 84)	808 — 75			805 — 78		cm	cm
NW	31.12.	1921		15.17 863	773 — 90	772 — 91	758 — 105			763 — 100			
NW-W	3. 1.	1922		4.48 865	778 — 87	772 — 93	758 — 107	760 — 105	704 — 161	765 — 100		5 0,004	<b>61 0,047</b>
SW-W	20. 9.	1922		13.30 855	758 — 97	755 — 100	750 — 105	740 — 115	714 — 141	753 — 102		13 0,011	39 0,030
SW	30. 8.	1923		17.44 923	878 — 45	872 — 51	886 — 37	744(?)	830 — 93	883 — 40			53 0,041
NW	6. 2.	1924		2.11 860	754 — 106	755 — 105	731 — 129			740 — 120			
W-NW	10. 9.	1924		10.30 854	788 — 66	(788) (— 66)	784 — 70	756 — 98	740 — 114	786 — 68		30 0,025	46 0,035
WSW	10.10.	1926		4.33 910	858 — 52	868 — 42	818 — 92	827 — 83	835 — 75	831 — 79		4 0,003	— 4 — 0,0003
NW	10.10.	1926		14.35 935	858 — 77	858 — 77	862 — 73	827 — 108	840 — 95	860 — 75		<b>33 0,027</b>	20 0,015
NW	12.10.	1926		16.00 120	828 — 92	828 — 92	818 — 102		800 — 120	822 — 98			22 0,017
Mittelwerte vor dem Dammbau	W-NW			879	787 — 92	788 — 91	778 — 101			781 — 98	Ø 17	0,014	Ø 34 0,026
	Wind			893					771 — 122				
	SW-Wind			893	823 — 70	821 — 72	816 — 77			818 — 75			
	alle Windrichtungen			896					793 — 103				
				883	798 — 85	798 — 85	790 — 93	780 — 101		793 — 90			
				881									
				894					780 — 114				

Tabelle 3

Sturmflutwasserstände mit Angabe der Differenzen gegen Husum nach dem Dammbau  
alle Werte in cm, Pegelstände bezogen auf PN = NN — 5,00 m

Wind	Tag	Mon.	Jahr	Husum		Dagebüll		SW-Hörn		Hoyer Schleuse	
WSW	29.	10.	1927	15.16	875	809	— 66			796	— 79
WSW	17.	11.	1928	4.30	905			830	— 75	782	— 123
SW	24.	11.	1928	9.58	914			891	— 23		
NNW	22.	9.	1929	3.35	874			721	— 153	759	— 115
WNW-W	13.	1.	1930	11.03	849	763	— 86	777	— 72		
SW	9.	10.	1930	3.00	826			760	— 66		
NW	11.	11.	1930	4.55	852			759	— 93	759	— 93
NW	23.	11.	1930	15.21	922	865	— 57	854	— 68	831	— 91
WSW	6.	12.	1931	12.26	818	750	— 68	761	— 57	746	— 72
W	7.	1.	1932	3.00	867	815	— 52	810	— 57	771	— 96
W	11.	10.	1933	14.40?	813	748	— 65	750	— 63	713	— 100
SW	23.	9.	1934	13.58	862	810	— 52	802	— 60	756	— 106
SW	17.	9.	1935	17.18	831	813	— 18	830	— 1	756	— 75
SW	19.	10.	1935	19.08	894	853	— 41	868	— 26	846	— 48
WSW	30.	10.	1935	3.14	863	780	— 83	786	— 77	761	— 102
NW	18.	10.	1936	15.30	975	904	— 71	908	— 67	889	— 86
W-SW	27.	10.	1936	11.35	975	900	— 75	900	— 75	858	— 117
WNW	1.	12.	1936	3.10	898	818	— 80	796	— 102	783	— 115
WNW-W	30.	1.	1938	0.04	877	838	— 39	836	— 41	796	— 81
NW	3.	4.	1938	16.10	876	770	— 106	770	— 106	786	— 90
SW-W	14.	10.	1938	17.02	824	756	— 68	755	— 69		
SW	24.	11.	1938	1.54	970	925	— 45	927	— 43	846	— 124
Mittelwerte nach dem Dammbau		W-NW Wind		884		815	— 69				
				880				798	— 82		
				884						787	— 97
				888							
				895							
				888							
				889							
		SW-Wind		885		830	— 55				
				892				844	— 48		
				888						795	— 93
				891							
				898							
				901							
				898							
		alle Wind- richtungen		885		822	— 63				
				887				820	— 67		
				806						791	— 95
				890							
				891							
				895							
				892							

Morsum Nord		Morsum Süd		Tassenpegel Nord		Wiedingharde Süd		Wasserspiegelgefälle längs dem Dammes			
								Nord		Süd	
								cm	‰	cm	‰
738	— 131	775	— 100								
730	— 175	790	— 115								
825	— 89	870	— 44	865	— 49			40	0,033		
735	— 114	770	— 79	745	— 104	795	— 54	10	0,008	25	0,019
695	— 131	740	— 86	720	— 106	775	— 51	25	0,021	35	0,027
754	— 98			765	— 87	759	— 93	11	0,009		
814	— 108	816	— 106	845	— 77	855	— 67	31	0,026	39	0,030
704	— 114	715	— 103	745	— 73	775	— 43	41	0,034	60	0,046
764	— 103	755	— 112	785	— 82	822	— 45	21	0,017	67	0,051
700	— 113	720	— 93	730	— 83	764	— 49	30	0,025	44	0,034
710	— 152	772	— 90	752	— 110	821	— 41	42	0,035	49	0,038
691	— 141	800	— 31								
766	— 128	837	— 57	787	— 107	883	— 11	21	0,017	46	0,035
736	— 127	752	— 111	762	— 101	796	— 67	26	0,022	44	0,034
920	— 55	845	— 130	907	— 68	893	— 82	— 13(?)	0,011	48	0,037
820	— 155	865	— 110	873	— 102	920	— 55	<b>53</b>	<b>0,044</b>	55	0,042
		775	— 123			805	— 93			30	0,023
780	— 97	825	— 52	795	— 82	835	— 42	15	0,012	10	0,007
780	— 96	730	— 46	824	— 52	770	— 106	44	0,037	40	0,031
706	— 118	732	— 92	730	— 94	805	— 19	24	0,020	<b>73</b>	<b>0,056</b>
805	— 165	880	— 90	835	— 135	940	— 30	30	0,025	60	0,046
								∅ 28	0,023	∅ 45	0,035
792	— 96	788	— 107	810	— 78	817	— 72				
752	— 139	817	— 81	802	— 99	860	— 38				
768	— 122	804	— 94	809	— 86	835	— 57				

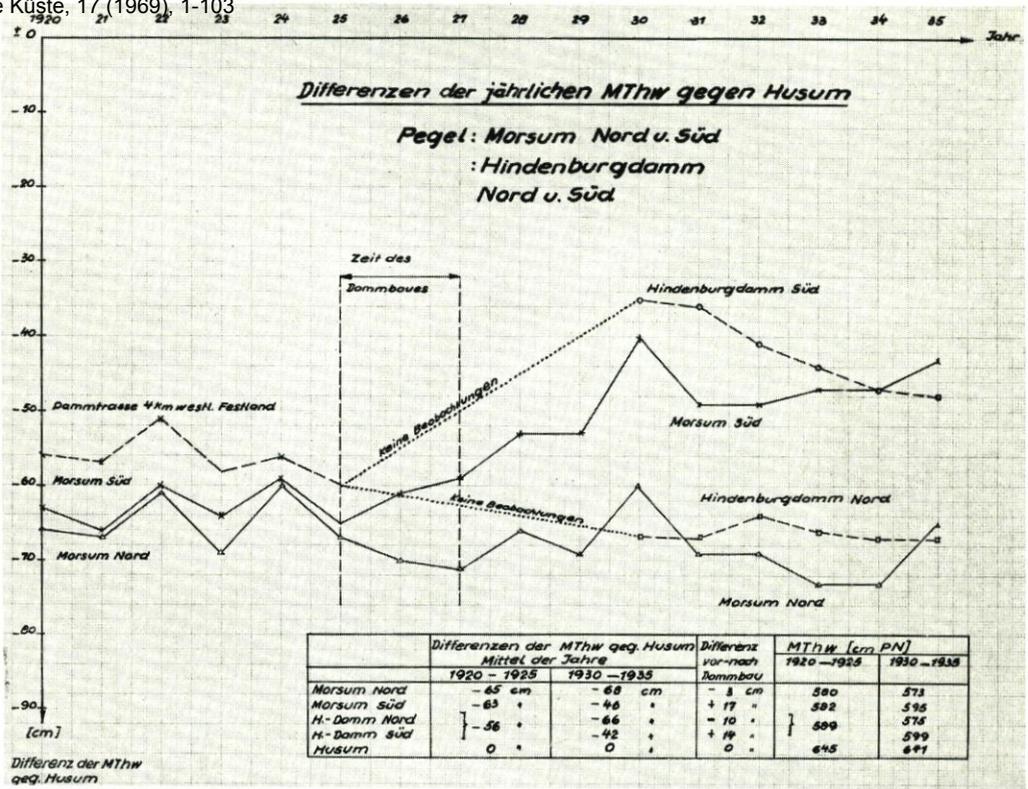


Abb. 2a

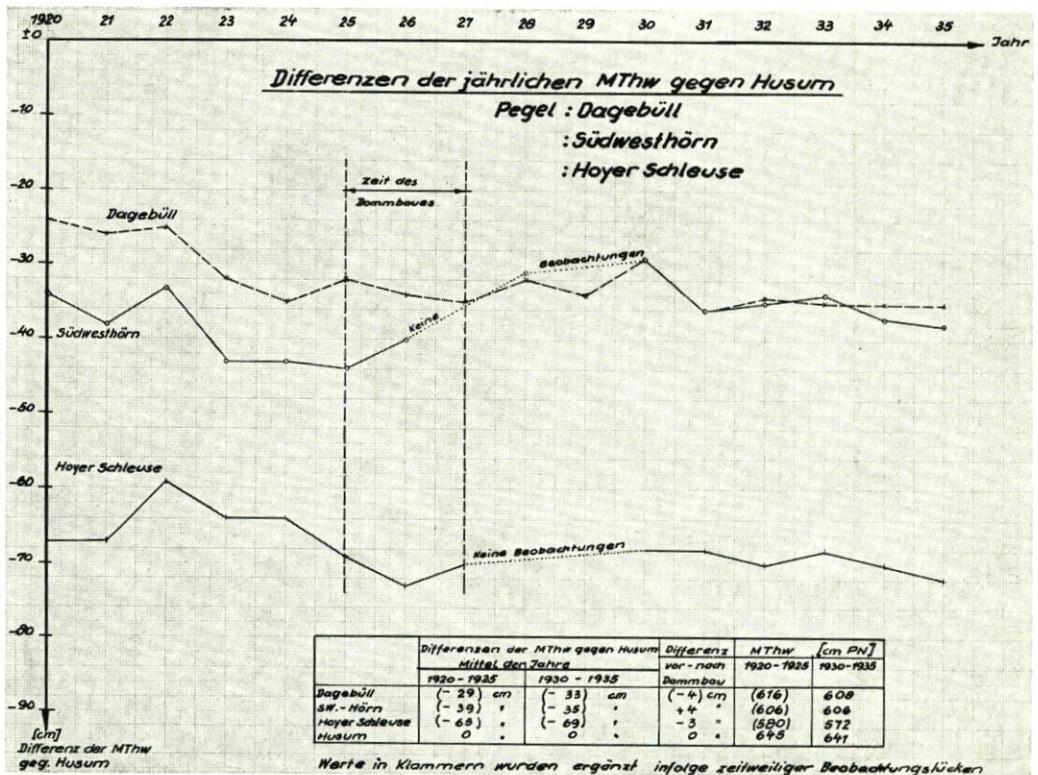


Abb. 2b

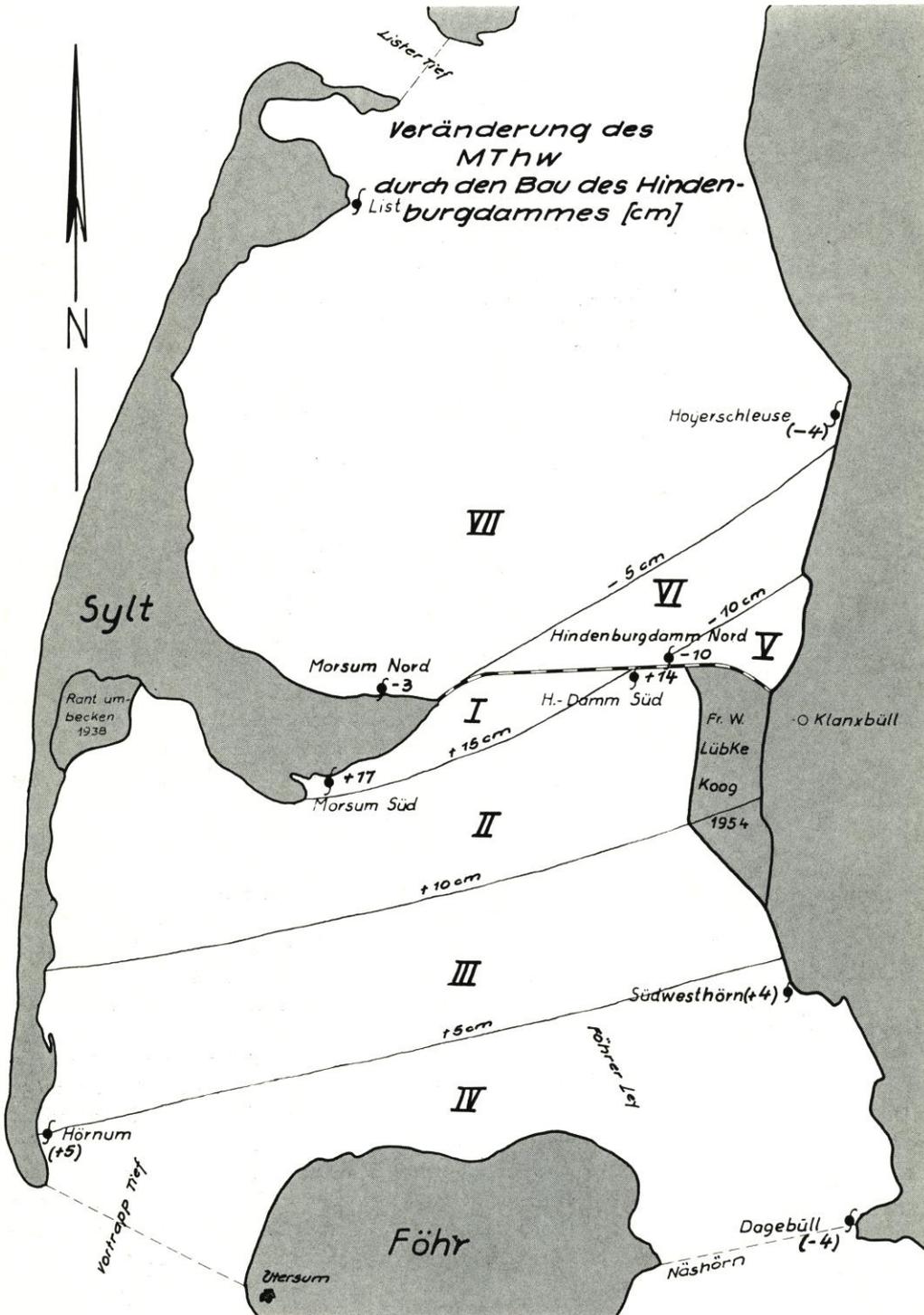


Abb. 3a

Die Ausrechnung der MThw-Veränderungen auf die unter 2. beschriebene Weise brachte dagegen folgende Ergebnisse (vgl. Abb. 2a, b und 3a): Das MThw an der Südseite des Dammes hat sich in etwa gleichmäßig um einen Betrag von rund 15 cm gehoben. Dem steht gegenüber auf der nördlichen Seite des Hindenburgdamms eine Absenkung des MThw am Festland von 10 cm, die abklingt bis auf 3 cm in Morsum-Nord. In Südwesthörn ist noch eine Hebung des MThw um 4 cm festzustellen. In Dagebüll ist die MThw-Anhebung nicht mehr feststellbar. Dies mag jedoch auch an der Ungenauigkeit der vor dem Dammbau liegenden Beobachtungen liegen, die seinerzeit nur die Tageshochwässer durch Lattenpegelablesungen erfaßten. Vermutlich hat sich auch das MThw in Dagebüll leicht angehoben, und die Hebung in Südwesthörn wird u. U. etwas mehr als 4 cm betragen, da auch hier die Aufzeichnungen vor dem Dammbau stark lückenhaft waren und Fehler möglich sind. Genaue Aussagen über eine Hebung des MThw in Hörnum sind infolge lückenhafter Aufzeichnungen nicht möglich. Der Betrag der Anhebung des MThw an diesem Pegel wird auf etwa 5 cm geschätzt. Die Absenkung des MThw nördlich des Hindenburgdamms ist in Hoyerschleuse noch mit 4 cm bemerkbar.

Allgemein kann festgestellt werden, daß die seinerzeit von PFEIFFER berechneten Hebungen des MThw um etwa 5 cm überschritten worden sind, wogegen seine Angaben für die Absenkung des MThw nördlich des Dammes in etwa eingetroffen sind.

Erwähnung verdient noch eine auffällige Erscheinung in der Entwicklung der MThw-Stände des Pegels Hindenburgdamm-Süd. Im Jahre 1930 lag die Differenz des MThw gegen Husum dort um 21 cm über der Differenz des MThw-Mittels gegen Husum aus 1920 bis 1925, der relative MThw-Anstieg betrug also 21 cm. Bis zum Jahre 1935 verringerte sich dieser Wert auf 8 cm (Abb. 2b). Im Laufe der Jahre trat also eine beachtliche relative Erniedrigung des MThw am Pegel Hindenburgdamm-Süd ein. Es wird vermutet, daß diese Erniedrigung des MThw von einer Verkleinerung der Prielquerschnitte in der näheren Umgebung des Dammes herrührt. Durch den Dammbau verringerte sich die Strömungsgeschwindigkeit in diesen Prieln und sie versandeten. Dies bewirkte ein verringertes Abflußvermögen, größere Widerstände beim Auflaufen der Flut und damit ein niedrigeres MThw als unmittelbar nach dem Dammbau. Erst die Eindeichung des Lübkekooges (1954) bewirkte eine erneute Anhebung des MThw am Pegel Hindenburgdamm-Süd.

## 2. Einfluß auf die Sturmflutwasserstände

Während bei dem Ansteigen der MThw-Stände der Trichtereffekt — das Ansteigen des Hochwassers infolge der fortschreitenden Einengung des Querschnitts durch die Ufer — eine größere Rolle spielt als der über das Jahr verteilte Windeinfluß, tritt der Einfluß des Windes bei Sturmfluten besonders stark hervor.

Hat sich also an der Südseite des Dammes eine Erhöhung des MThw ergeben, durch das Auftreten des Trichtereffekts und weil durch die Bildung einer abgeschlossenen Bucht das Abströmen größerer Wassermengen nach Norden verhindert wird, so überlagert sich bei Sturmfluten dieser Erhöhung eine weitere Erhöhung, die durch den Windstau hervorgerufen wird. Um diesen Einfluß zu untersuchen, wurden 13 Sturmfluten vor dem Bau des Hindenburgdamms und 22 Sturmfluten nach dem Bau des Hindenburgdamms betrachtet. Die Auswertung erfolgte in gleicher Weise wie die der MThw-Stände. Es wurden wiederum die Differenzen der Wasserstände zum Pegel Husum ermittelt. An Stelle der Pegel Hindenburgdamm-Nord und -Süd wurden die unmittelbar am Festland liegenden Tassenpegel Wiedingharde-Nord und -Süd für die Auswertung herangezogen. Infolge des Windeinflusses und der Ausbildung von Hochwasserwellen in der offenen Nordsee ergeben sich sowohl vor als auch nach dem Dammbau außer-

Tabelle 4

Wasserstandsveränderungen durch den Hindenburgdamm  
(alle Angaben in cm)

	Husum	Dagebüll	SW-Hörn	Hoyer-Schleu.	Mors. N	Mors. S	H.-damm N	H.-damm S
MThw Differenz gegen Husum vor Dammbau 1920—1925	0	(- 29)	(- 39)	(- 65)	- 65	- 63	- 56	- 56
Veränderung im MThw durch Dammbau (Erhöhung + Erniederung -) Jahres- reihe 1930—35	0	(- 4)	(+ 4)	(- 4)	- 3	+ 17	- 10	+ 14
Sturmflut aus W-NW (Thw Husum Ø PN + 885) Differenzen geg. Husum vor Dammbau	0	- 92	- 91	- 101	zu	- 122	- 98	- 98
nach Dammbau	0	- 69	- 82	- 97	geringe Zahl von	- 107	- 78	- 72
Veränderung durch Dammbau	0	+ 23	+ 9	+ 4	Beob- achtungen	+ 15	+ 20	+ 26
desgl. SW—WSW vor Dammbau	0	- 70	- 72	- 77		- 103	- 75	- 75
nach Dammbau	0	- 55	- 48	- 93		- 81	- 99	- 38
Veränderung durch Dammbau	0	+ 15	+ 24	- 16		+ 22	- 24	+ 37
Mittel aller Sturmfluten aus SW—NW vor Dammbau	0	- 85	- 85	- 93	- 101	- 114	- 90	- 90
Differenz gegen Husum nach Dammbau	0	- 63	- 67	- 95	- 122	- 94	- 86	- 58
Veränderung durch Dammbau	0	+ 22	+ 18	- 2	- 21	+ 20	+ 4	+ 32

ordentlich unterschiedliche Wasserstände, so daß ein Bezug zwischen dem Pegel Husum und den übrigen Pegeln nur schwer herzustellen ist. Um wenigstens einen Teil dieser Einflüsse auszuschalten, wurden die Sturmfluten, die durch westliche bis nordwestliche Winde hervorgerufen wurden, getrennt betrachtet von den Sturmfluten, die durch südliche bis west-südwestliche Winde hervorgerufen wurden. Hierzu ist allerdings zu bemerken, daß die Angaben des Windes häufig von den örtlichen Pegelbeobachtern gemacht wurden und daher oft fehlerhaft sein können. Die Ergebnisse der Auswertungen sind in Tabelle 4 zusammengestellt. Es ergibt sich, daß aus Westen bis Nordwesten auflaufende Sturmfluten im Norden des Dammes eine Aufhöhung der Wasserstände gegenüber der Zeit vor dem Dammbau erfahren, die etwa + 20 cm bei dem Pegel Wiedingharde-Nord beträgt. Gegen Norden läuft diese Aufhöhung aus und hat bei Hoyerschleuse noch einen Wert von + 4 cm. Erstaunlich ist demgegenüber, daß die Wasserstände der Sturmfluten bei gleichen Windrichtungen im Süden des Dammes nicht etwa gesunken sind gegenüber der Zeit vor dem Dammbau, sondern bei dem Pegel Wiedingharde Süd um 26 cm höher auflaufen als vorher und auch bei dem Pegel Morsum-Süd noch um 15 cm höher liegen. Auch bei den Pegeln Südwesthörn und Dagebüll liegt die Aufhöhung der Hochwasserstände bei diesen Sturmfluten noch zwischen 9 und 23 cm, wobei der Wert von 23 cm für den Pegel Dagebüll als Vergleichswert vermutlich wegen der Ungenauigkeit früherer Beobachtungen fehlerhaft ist. Es wird vermutet, daß die Aufhöhung der Hochwasserstände bei Sturmfluten nicht etwa von Südwesthörn nach Dagebüll steigt, sondern daß sie in Richtung Dagebüll weiter ausläuft.

Betrachtet man dagegen Sturmfluten, die aus Südwesten bis West-Südwest auflaufen, so ändern sich die Verhältnisse. Nördlich des Dammes liegen die Sturmflutwasserstände um rund 25 cm niedriger als vor dem Dammbau. Diese Erniedrigung setzt sich nach Hoyerschleuse hin fort und beträgt auch dort noch 16 cm. Dagegen hat die Aufhöhung der Sturmflutwasserstände bei südwestlichen bis westsüdwestlichen Winden im Süden des Dammes etwas höhere Werte als bei westlichen bis nordwestlichen Winden; sie beträgt bei dem Pegel Morsum-Süd 22 cm und steigt bis zum Pegel Wiedingharde-Süd auf 37 cm. In Südwesthörn wird noch eine Aufhöhung um 24 cm gemessen und in Dagebüll um 15 cm. Bildet man das Mittel aus sämtlichen beobachteten Sturmfluten vor und nach dem Dammbau, ohne Berücksichtigung der Windrichtung, so ergibt sich südlich des Dammes eine Aufhöhung der Sturmflutwasserstände um rund 30 cm an der Festlandseite und rund 20 cm an der Inselseite in Morsum. Diese Aufhöhung beträgt in Südwesthörn noch 18 cm und wird in Dagebüll auf etwa 10 bis 15 cm ausgeklungen sein. Der aus den Tabellen 1 bis 4 errechnete Wert von 22 cm liegt hier wahrscheinlich etwas zu hoch. Nördlich des Dammes ist am Pegel Wiedingharde-Nord eine kaum merkbare Aufhöhung der Sturmflutwasserstände eingetreten, am Pegel Morsum-Nord sind dagegen die Sturmflutwasserstände nach dem Dammbau um rund 20 cm niedriger eingetreten als vorher. Für den Pegel Hoyerschleuse ergibt sich wiederum eine kaum merkliche Erniedrigung der Sturmflutwasserstände gegenüber der Zeit vor dem Dammbau. Für die Zeit vor und nach dem Dammbau sind in den Abbildungen 3a, b, c und d Wasserstandsdifferenzkarten für MThw und für Sturmfluten beigefügt. Soweit möglich, sind die Linien gleicher Wasserstandsdifferenz eingezeichnet.

Das bei Sturmfluten auftretende Gefälle vom Festland zur Insel Sylt hat sich um rund 0,01 ‰ nach dem Dammbau erhöht (vgl. Tabelle 2 und 3), d. h. um rund 1 cm pro km. Als maximales Sturmflutgefälle wurden vor dem Dammbau im Norden 0,027 ‰ Gefälle beobachtet, nach dem Dammbau 0,044 ‰. Im Süden des Dammes wurden vor dem Dammbau maximal 0,047 ‰ Sturmflutgefälle registriert, nach dem Dammbau 0,056 ‰. Letzterer Wert deckt sich in etwa mit der Annahme von PFEIFFER für das ungünstigste Sturmflutgefälle von 6 cm/km.

Im Durchschnitt aller Sturmfluten liegen die Tidehochwasserstände südlich des Hindenburgdamms 30 bis 40 cm höher als nördlich. Bei starken SW-Winden wurden im Süden des

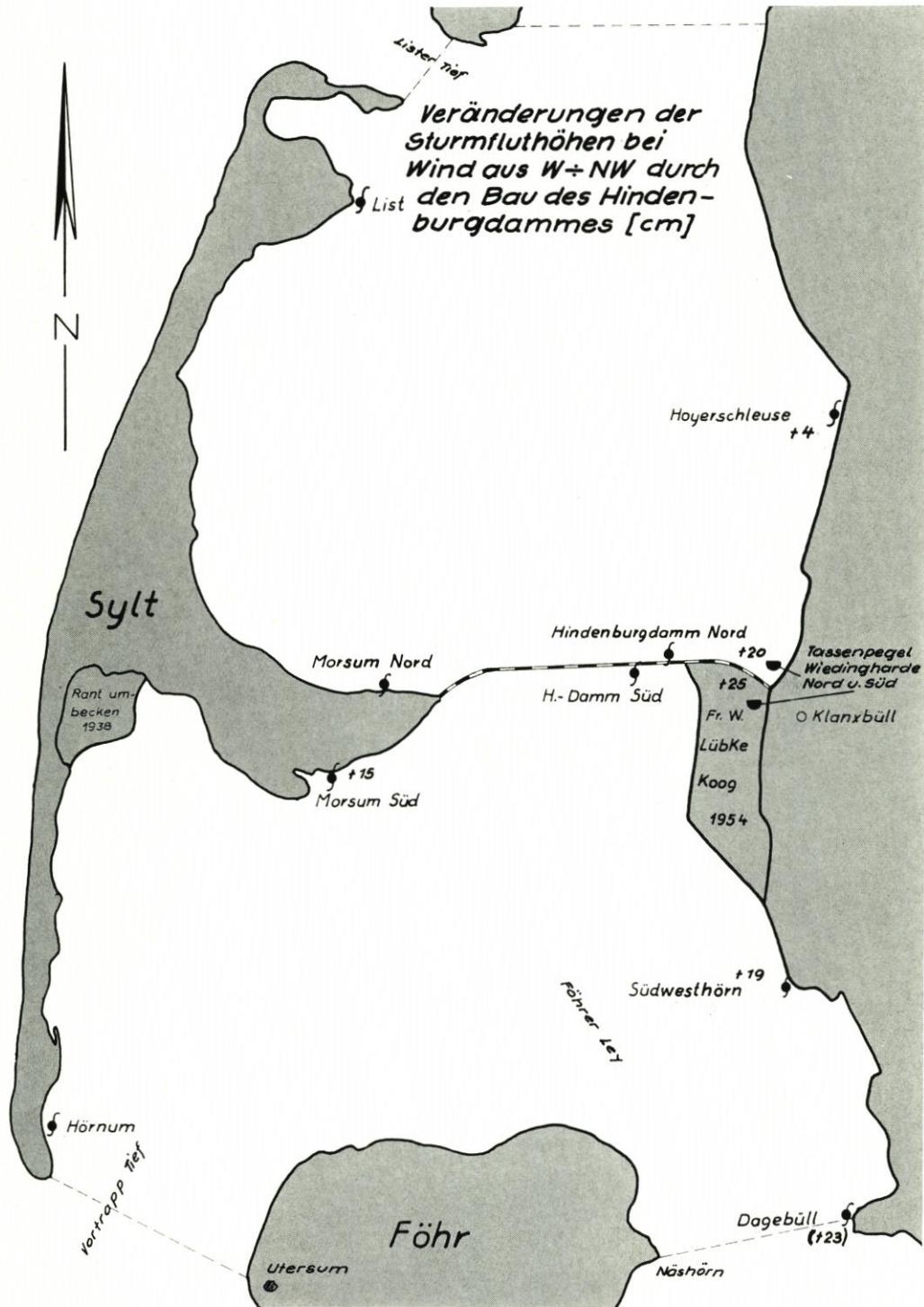


Abb. 3b

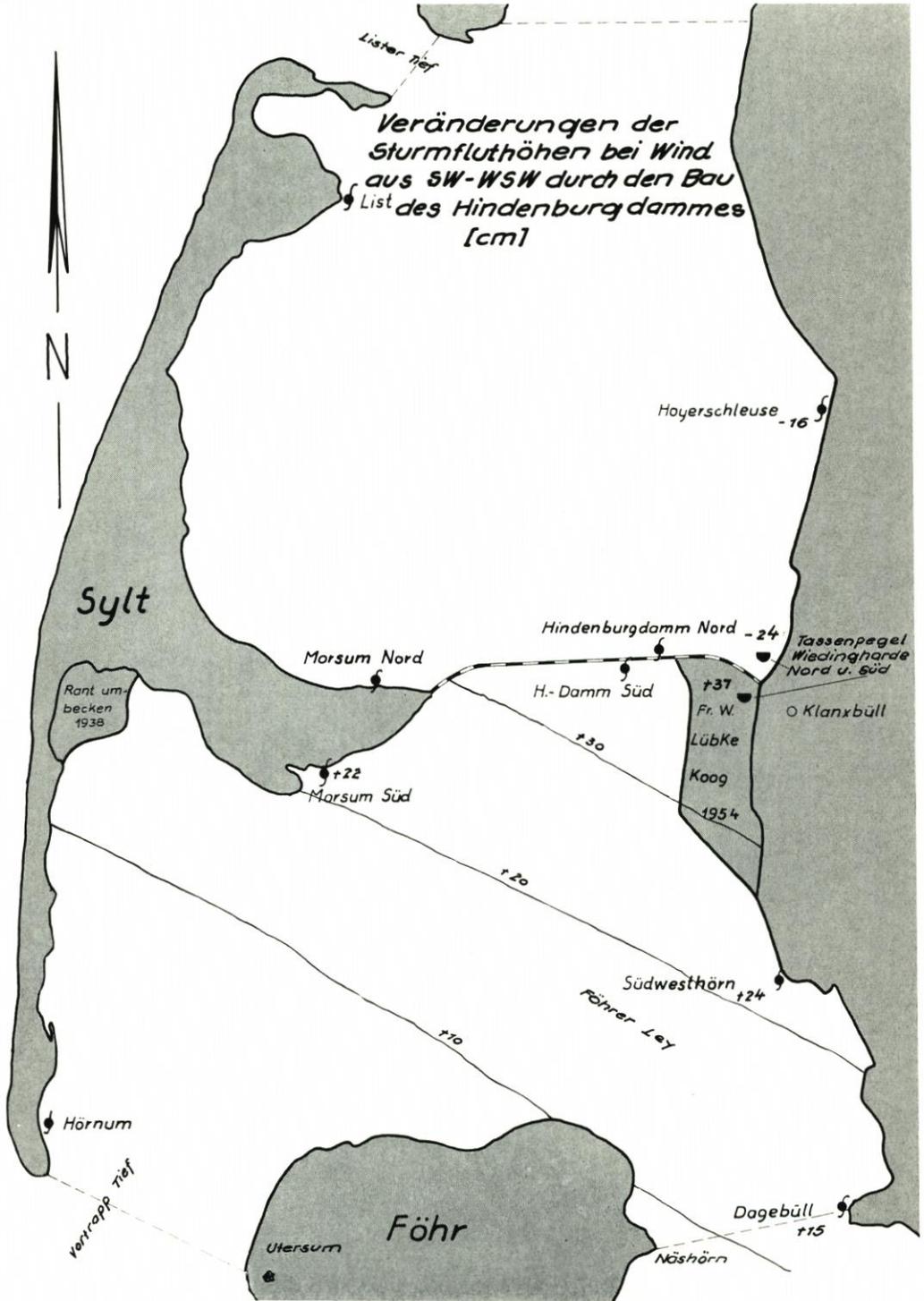


Abb. 3c

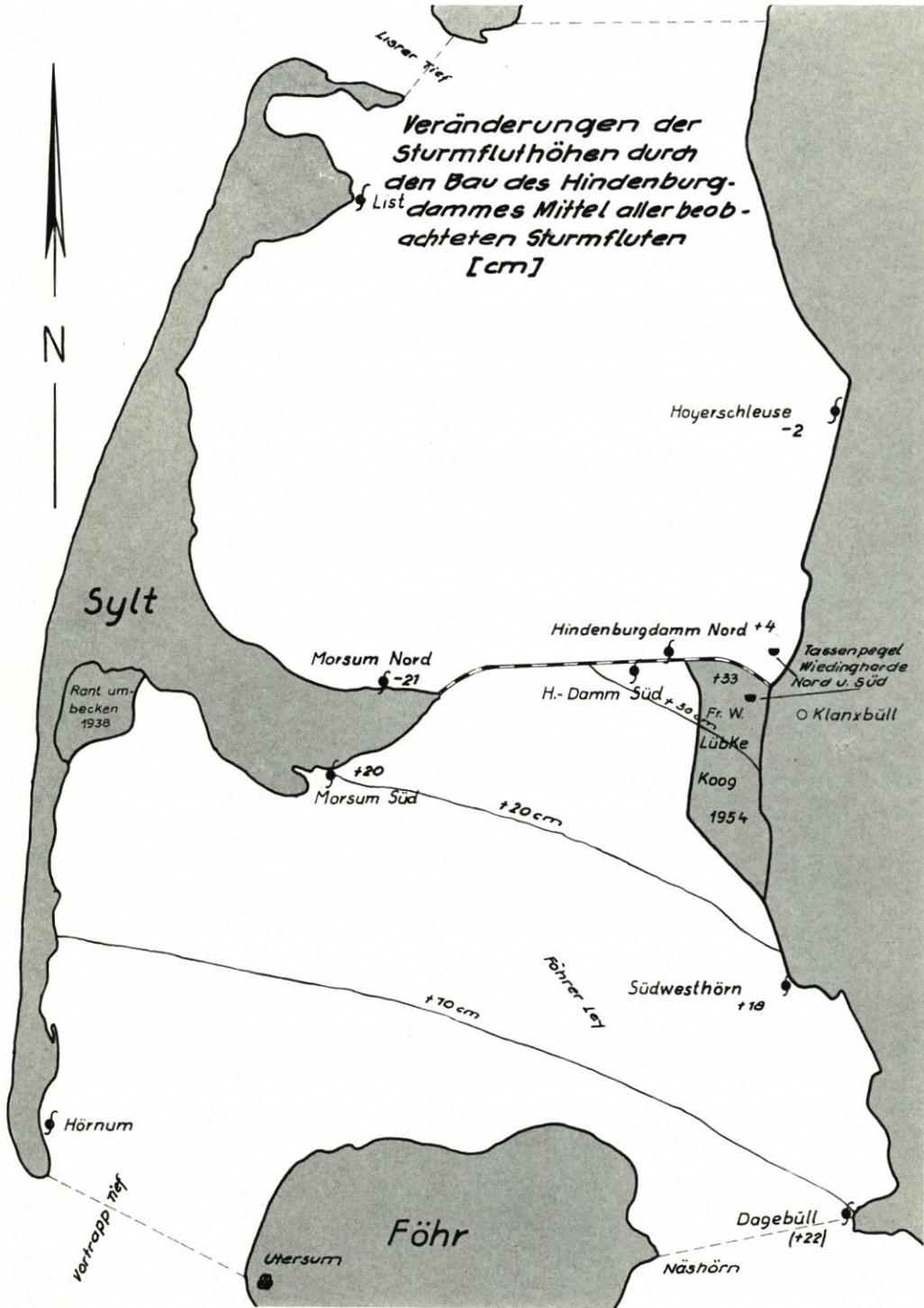


Abb. 3d

Hindenburgdamms jedoch schon bis zu 1,50 m höhere Wasserstände gemessen als nördlich, wogegen bei NW-Winden die Wasserstände im Norden bis zu 0,50 m höher als im Süden lagen [vgl. (5) S. 91].

### 3. Veränderungen in der durch die Außentiefs einströmenden Wassermenge durch den Bau des Hindenburgdamms

In seiner Dissertation hat PFEIFFER angegeben, daß durch das Vortrapptief zwischen Hörnum und Utersum und durch das Föhler Ley zwischen Näsborn und Dagebüll insgesamt rund 550 Mio. Kubikmeter in das Wattbecken südlich des Hindenburgdamms einströmen. Von dieser Wassermenge wurden vor dem Bau des Hindenburgdamms 38,5 Mio. Kubikmeter nach Norden über die Dammachse hinaus verdriftet. 10,5 Mio. Kubikmeter flossen wieder nach Süden zurück. Nach dem Bau des Dammes kann dieser Wasseraustausch nicht mehr stattfinden. Es war zu prüfen, inwieweit sich die durch die Tiefs einströmenden Wassermengen dadurch verändert haben. Zu diesem Zweck wurden aus der Karte der Wasserstandsunterschiede für MThw nach dem Bau des Dammes (Abb. 3a) die verschiedenen Flächen und zugehörigen Erhöhungen des

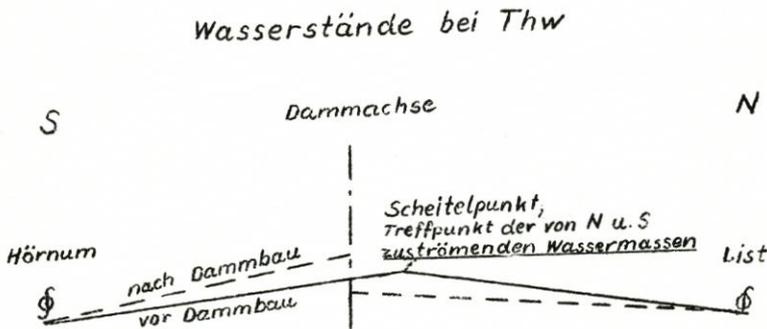
Tabelle 5  
Errechnung der Wassermenge infolge MThw-Veränderung  
(vgl. Abb. 2a)

a) Anstieg südlich des Dammes			
Fläche	Größe [km <sup>2</sup> ]	Ø MThw-Anstieg [cm]	Q [Mio. m <sup>3</sup> ]
I	13,3	16	2,1
II	122,2	12,5	15,3
III	106,1	7,5	8,7
IV	132,0	3	4,0
$\Sigma Q \approx$			30,0
b) Abfall nördlich des Dammes			
Fläche	Größe [km <sup>2</sup> ]	Ø MThw-Abfall [cm]	Q [Mio. m <sup>3</sup> ]
V	5	11,0	0,55
VI	27	7,5	2,00
VII	100	2,5	2,50
geschätzt			$\Sigma Q \approx$ 5,00

Bemerkungen: Die Flächen wurden planimetrisch ermittelt. Südliche Begrenzung in Abb. 2a durch strichlierte Linie angegeben.

MThw-Standes ermittelt und daraus der Unterschied in der eingeströmten Wassermenge nach dem Bau des Dammes gegenüber dem Zustand vor dem Bau des Dammes ermittelt. Die Berechnung ist in Tabelle 5 eingetragen. Es zeigt sich, daß zur Erzeugung der im Süden des Dammes beobachteten Anhebung der Wasserstände eine Wassermenge von rund 30 Mio. m<sup>3</sup> notwendig ist. In das Wattbecken südlich des Hindenburgdamms strömen also 8,5 Mio. m<sup>3</sup> entsprechend 2 % weniger Wasser ein als vor dem Dammbau.

Für das Wattbecken nördlich des Hindenburgdamms, in dem sich das MThw erniedrigt hat, wurden die gleichen Untersuchungen angestellt. Hier zeigte sich, daß die Umrechnung der Wasserstandserniedrigung in Wassermengen lediglich rund 5 Mio. m<sup>3</sup> ergibt. Die restlichen 23 Mio. m<sup>3</sup>, die früher über die Dammachse von Süden her zuströmten, müssen nun zusätzlich durch das Lister Tief in das nördliche Wattbecken gelangen. Nach grobem Überschlag kann man rechnen, daß in das nördliche Wattbecken durch das Lister Tief in jeder Tide rund 500 Mio. m<sup>3</sup> einströmen, so daß die zusätzlichen 23 Mio. m<sup>3</sup> rund 4–5 % der Gesamtwassermenge ausmachen. Erklärt werden kann diese Tatsache dadurch, daß sich früher die Wassermassen aus Süden und aus Norden in einer Linie nördlich der Dammachse trafen und diese Scheitellinie näher am Lister Tief lag als die heute durch den weiter südlich liegenden Hindenburgdamm gebildete. Anders ausgedrückt: Durch den Dammbau wird die Stelle, an der sich die einströmenden Wassermassen stauen, nach Süden verlegt. Das Wasserspiegelgefälle zwischen Dammachse und Hörnum bei Thw wird größer und bremst dadurch früher als vor dem Dammbau das Einströmen des Wassers, die einströmende Wassermenge wird also geringer als vor dem Dammbau. Umgekehrt nördlich des Dammes: Hier verringert sich bei Thw das Gefälle zwischen Dammachse und List nach dem Dammbau. Dieses geringere Gefälle läßt zu, daß mehr Wasser als bisher durch das Lister Tief einströmt, daß also das früher von Süden herkommende Wasser nach dem Dammbau weitgehend aus Norden ersetzt wird (vgl. nachstehende Skizze!).



Wasserspiegellinien bei Thw vor und nach dem Dammbau, Nord-Süd-Schnitt zwischen Sylt und dem Festland

#### 4. Zusammenfassung

Durch den Bau des Hindenburgdamms wurde der Austausch von Wassermassen auf der Verbindungslinie zwischen Sylt und dem Festland unterbunden. Dies hatte zur Folge, daß sich auf der Südseite des Hindenburgdamms höhere MThw-Stände einstellten als vor dem Dammbau, daß dagegen auf der nördlichen Seite niedrigere MThw-Stände eintraten. Die nach dem Dammbau beobachteten Sturmflutwasserstände an der Südseite des Hindenburgdamms waren bei sämtlichen vorkommenden Windrichtungen höher als vor dem Dammbau, wogegen an seiner Nordseite nur Sturmflutwasserstände infolge von West- und Nordwestwinden höher aufliefen als vorher, durch Südwestwinde verursachte Sturmfluten jedoch niedrigere Werte erreichten. Der Dammbau verursachte eine Verringerung der von Süden in das Wattenmeer zwischen Festland und der Insel Sylt einströmenden Wassermengen um etwa 2 %, im Norden dagegen eine Zunahme der durch das Lister Tief einströmenden Wassermengen um rund 5 %.

### Schriftenverzeichnis

1. FISCHER, O.: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Westküste III, Bd. 7, 1955.
2. KNOP, F.: Untersuchung über Gezeitenbewegung und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten. Diss. Mitteilungen a. d. Leichtweißinstitut der TH Braunschweig 1961/1.
3. LORENZEN, J. M.: Gedanken zur Generalplanung im nordfriesischen Wattenmeer. Die Küste 1956.
4. PFEIFFER, H.: Untersuchungen über den Einfluß des geplanten Dammbaues zwischen dem Festlande und der Insel Sylt auf die Wasserverhältnisse am Damm und der anschließenden Festlandsküste. Dissertation 1920, Abdruck in diesem Heft.
5. SCHELLING, H.: Die Sturmfluten an der Westküste von Schleswig-Holstein unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Pegel Husum. Landesstelle für Gewässerkunde im Ministerium für Ernährung, Landw. und Forsten, Kiel, 1. 3. 1950 (Plankammer Marschenbauamt Husum). Veröffentlicht 1952 Die Küste, Heft 1.
6. THORADE, H.: Flutstundenlinien und Flutwellen. Ann. d. Hydrogr. u. marit. Meteorologie, Hamburg 1924.

# Über Riffbildungen und ihre Entstehung an den Küsten des Sees Oulujärvi (Finnland)

Von Uno Varjo

## Abstract

*The latest basin investigations show that the subaquatic bar morphology of the shore is determined by the water depth, wave height, and the grain size of soil on the shore. In the same way it has been pointed out that when there are high waves and rough material, the formation of the subaquatic bars is the same as when low waves and finely divided soil prevail. The preceding explains what happened on the shores of Lake Oulujärvi during the years 1963-1965. The results show that on the shores where the wave height and water depth are the same, the more multiform subaquatic morphology can be found on the shore which is built up by finely divided soil, than on the shore where the soil is rougher. In the former case two subaquatic bar zones were developed on the shore, in the latter case only one. Similarly, it is pointed out that on the shore which is formed by finely divided soil, the subaquatic bars of the inner bar zone were bigger than those of the outer. In all zones the subaquatic bars formed so, that the biggest bars were outermost and the smallest innermost. This order is reverse compared with those subaquatic bars which have been produced in the wave tank experiments. On the shore which is built up by finely divided soil, two subaquatic bar zones seem to have formed so that the outer is produced by wind waves, and the inner by a swell. This is due to the fact that a swell forms a breaker in markedly lower water than the corresponding wind waves, when the swell waves are further formed by the orbital movement of the water; the swell wave drives with it a great deal of finely divided material and forms big subaquatic bars. That the outer bars in both subaquatic bar zones are bigger than the inner bars is due to the fact that in each bar zone every bar which develops beside the breaker point is the biggest of its own development. This being the case, the outermost bar is built up by the highest waves; this is followed by subaquatic bars which are formed by smaller and smaller breakers of the waves. Generally, these subaquatic bars are not destroyed, because the strength of the waves is worn away on a breaker.*

## Inhalt

I. Einleitung . . . . .	52
A. Über Riffbildungen an den Ufern des Sees Oulujärvi . . . . .	56
1. Der Oulujärvi und seine Naturverhältnisse im Hinblick auf die Riffbildung der Schorre . . . . .	56
2. Riffmorphologie an den Küsten des Oulujärvi . . . . .	62
B. Der Wechsel in der morphologischen Gestaltung der Schorre am Oulujärvi . . . . .	68
1. Die Neigung der Schorre . . . . .	68
2. Die durch die Korngröße des Materials und das Schwanken des Wasserstandes bewirkte Veränderlichkeit in der Riffmorphologie . . . . .	69
3. Die Wirkung der Korngröße . . . . .	70
4. Die Wirkung der Schwankungen des Wasserstandes . . . . .	76
III. Schriftenverzeichnis . . . . .	79
II. Zusammenfassung . . . . .	79

## Vorwort

Die vorliegende Untersuchung befaßt sich mit den Gebilden des nassen Vorstrandes. Besonders die in den letzten Jahren ausgeführten Modellversuche liefern schon heute eine gute theoretische Grundlage für die Erforschung der für Grobsandküsten bezeichnenden Riffbildungen.

Die in Modellen hervorgerufenen Riffe sind jedoch an sich anscheinend den Naturriffen nicht vergleichbar, da sich an den Küsten u. a. die Wellenhöhe, anders als es sich bei den in Tanks angestellten Versuchen verhält, von einem Moment zum anderen verändert. Da außerdem einige schwer miteinander in Einklang zu bringende Gesichtspunkte bei den auf Modellversuche und den auf Naturverhältnisse gegründeten Forschungen einander gegenüberzustehen schienen, suchte ich diese Fragen für die Küsten am westlichen Teil des Sees Oulujärvi (Finnland) anhand eines in den Jahren 1963–1965 gesammelten Materials zu beleuchten.<sup>1</sup>

### Einleitung

Zu den typischen morphologischen Gebilden der Schorre gehören die Riffe, die an allen Flachküsten mit Sandwanderungen anzutreffen sind. Es sind im allgemeinen breite und flachhängige, uferparallele, submarine Wallbildungen, die oft auf die Weise asymmetrisch sind, daß ihr Luvhang sanfter und ihr Leehang stärker geneigt ist (HARTNACK 1924, S. 50; MAULL 1938, S. 385; SCHÜTZE 1939, S. 318; REINHARD 1953, S. 19, u. a.). Schon HARTNACK (1924, S. 54–56) maß an der pommerschen Küste insgesamt 51 Profile, wobei er feststellte, daß sich an der Küste viele Zonen von Riffen erstreckten, deren Abstände bei zunehmender Tiefe des Wassers wuchsen (vgl. EVANS 1940, S. 482–491). Dagegen schien der Abstand von der Strandlinie für das Auftreten der Riffe nicht von nennenswerter Bedeutung zu sein. Als Extremfall fand er gut ausgebildete Riffe noch bei 10 m Wassertiefe (ebd. S. 59, vgl. auch NORRMANN 1964, S. 24, 95 und 219 u. a.).

Das Schrifttum über Riffe ist heute schon recht umfassend, und über ihre Entstehung sind viele verschiedene Theorien aufgestellt worden. Die bekanntesten (vgl. EVANS 1940, S. 501 bis 503; JOHNSEN 1961, S. 33–35, u. a.) sind die sog. Strömungs- (GILBERT 1885, S. 111, u. a.), die Interferenz- (HARTNACK 1924; SHEPHARD 1950, u. a.) und die Suspensionstheorie (EVANS 1940; WIRTZ 1949, u. a.). Doch gehen in jede von ihnen so viele Schwächen ein, daß eine Klärung des Entstehungsmechanismus der Riffe nicht nur auf sie gegründet werden kann (JOHNSEN 1961, S. 35–36). Es ist nämlich z. B. im Wellentank leicht festzustellen, daß es zur Entstehung der Riffe nicht, wie GILBERT (1885) vorausgesetzt hat, einer längs der Küste verlaufenden Wasserströmung bedarf, sondern daß sie ein Ergebnis der Tätigkeit des Wellengangs sind. Desgleichen kann festgestellt werden, daß Riffe auch dann entstehen, wenn die Energie der Welle auf dem Strand verbraucht wird.

Dann eben erfolgt zwischen Welle und rückwärtiger Wasserströmung so gut wie keinerlei Zusammenprall von Wasserteilchen, der im Wellengang Interferenz verursachen würde. Auch eine bedeutende Verlangsamung der Oszillationsgeschwindigkeit tritt im allgemeinen erst am Brechpunkt ein. Dagegen kommen Riffe eine weite Strecke davon entfernt vor.

Auch hat man die Entstehung der Riffe von einer umfassenderen Grundlage ausgehend zu erforschen versucht. REINHARD (1953, S. 28–40) schreibt, daß sich die Sandriffe als erkennbare Form der morphologischen Wirkung von Strömung, Wellen- und Brandungstätigkeit bei durchschnittlichen Seegangsverhältnissen zeigten. Ihr Auftreten ist viel eher an bestimmte Wassertiefen als an die Entfernung von der Uferlinie gebunden. Desgleichen sagt auch KÖRNER (1955, S. 35–41), daß die Riffe als Gesamtergebnisse vieler Faktoren entstehen. Nach ihm

<sup>1</sup> An dieser Stelle möchte ich insbesondere cand. rer. nat. JUKKA HÄIKIÖ danken, aber auch allen denen, die bei den verschiedenen Phasen der Untersuchung Hilfe geleistet haben. Die mit der Studie verbundenen Karten haben die Kartenzeichnerinnen ANJA KAUNISOJA und ELVI SVENTO hergestellt, und die Übertragung der Arbeit ins Deutsche hat Dr. phil. MARTA RÖMER besorgt; allen dreien danke ich aufs beste, wie auch Prof. Dr. habil. W. EVERS (Hannover) für sprachliche Präzisierungen und für Berichtigungen, die er in meinem Manuskript vorgenommen hat. Oulu, den 22. September 1966

bildet sich der untere, aus größerem Material aufgebaute Teil des Riffes da, wo die strandwärts gerichtete Strömung unter der anlaufenden Welle auf die Rückströmung der vorgegangenen trifft und die Schleppkraft im Bereich des Zusammenstoßes momentan abnimmt. Seewärts des sich bildenden Walles, meint er, werde das durch die Turbulenz unter der brechenden Welle in Suspension gehende Material von dem Schußstrahl des Brechers gegen den Strand fortgetragen. Der Schußstrahl zerschelle hinter dem Riffsockel und löse wiederum Turbulenz aus, die diesmal gegen den Riffsockel gerichtete Wasserbewegungen hervorrufe. Die zunehmende Rückströmung zerstöre die Wirbel und lasse den Sand, soweit er nicht von der Küstenströmung fortgetragen werde, über dem Kamm und dem landseitigen Hang des Riffes ausfallen. Gegen diese Anschauungen ist jedoch geltend zu machen, daß sie hier nicht zutreffende Grundlagen der Strömungstheorien übernehmen und daß mit der Verknüpfung unbefriedigender Anschauungen eine befriedigende Lösung des Problems nicht zu erwarten ist (JOHNSEN 1961, S. 36).

Bemerkenswerte Fortschritte in den Riffuntersuchungen bedeuten u. a. die von BAGNOLD (1940—1941) und KEULEGAN (1948) gelieferten Arbeiten, die sich auf Tankversuche und Messungen gegründet haben. Der erstere von ihnen untersuchte, auf welche Weise Wellen von 5 bis 30 cm Höhe auf den im Wellentank befindlichen Hang einwirkten, dessen Material von 0,05 bis 0,7 mm Korndurchmesser enthielt. Er war der Ansicht, daß das Küstenprofil von dem zwischen Wellenhöhe und Korngröße des Materials bestehenden Verhältnis abhängig sei. In seinen Versuchen brachte er schöne Riffbildungen zustande und bewies, daß bei gleichbleibender Korngröße des Materials, aber veränderter Wellenhöhe die Riffe unterschiedlich ausfielen, ebenso wie wenn gleich hohe Wellen auf ein Material unterschiedlicher Korngröße einwirkten. KEULEGAN (1948) wiederum untersuchte Riffe in zwei Rinnen bei den Vorstrandneigungen 1:15, 1:30, 1:50 und 1:70 und benutzte bei seinen Versuchen Grobsand, dessen durchschnittliche Korngröße 0,42 mm betrug. Aus den Hauptergebnissen seiner Untersuchung kann festgestellt werden, daß er der Ansicht war, die Lage des Riffes zur Küste sei von der jeweils vorherrschenden Wellenhöhe sowie von dem Verhältnis zwischen Wellenhöhe und -länge abhängig. Wenn Länge und Höhe der Welle gleichblieben, das Wasser aber tiefer werde, verschoben sich die Riffe strandwärts, was auch dann geschehe, wenn Wassertiefe und Wellenhöhe sich nicht veränderten, die Wellen aber kürzer würden. Umgekehrt verschiebe sich das Riff dann seewärts, wenn Wellenhöhe und -länge wüchsen, ohne daß sich das Verhältnis der beiden anderen Größen zueinander veränderte. Doch hat KEULEGAN die Wirkung der Korngröße bei der Gestaltung des Riffes außer acht gelassen, was als unzulässig anzusehen ist; denn unterschiedlich grobes Material bewegt sich mit der Strömung auf verschiedene Weise (vgl. HJULSTRÖM 1935, S. 298; SUNDBORG 1956, S. 218—219, u. a.). Ebenso wenig hat er Riffe, die den in der Natur vorkommenden ähnlich gewesen wären, zustande zu bringen vermocht, was offenbar sowohl an dem zu kleinen Wellengang als auch an dem zu groben Material gelegen hat. Doch sind seine Forschungsergebnisse als verdienstvoll anzusehen, weil darin zum erstenmal sowohl geschobenes als auch suspendiertes Material, das sich bei der Entstehung von Riffen unter verschiedenen Verhältnissen verschieden verhält, gesondert betrachtet worden ist (vgl. KÖRNER 1955, S. 38 bis 39; JOHNSEN 1961, S. 37).

Die neuere Forschung hat, ausgehend von der schon von VOLLBRECHT (1957 u. a.) dargelegten Anschauung, ihre Auffassung darauf gegründet, daß die Bewegung des Bodenmaterials der Küste wie auch die Entstehung der Riffe durch die Wasserbewegung verursacht werden, die über den Rippeln bei landwärts gerichteter Schwingungskomponente entsteht. Diese Auffassungsweise ist in den meines Erachtens außerordentlich gut begründeten Untersuchungen JOHNSENS (1961) vorgebracht worden, der der endgültigen Lösung des Problems nahegekommen zu sein scheint. Er benutzte bei seinen Forschungen einen 70 m langen, 3 m breiten und 1,45 m tiefen Wellenkanal, in dem aus feinkörnigem Seesand eine in dem Verhältnis 1:51

abfallende Strandneigung angelegt worden war. Der Wellengang wurde durch einen am anderen Ende des Kanals aufgestellten Wellenerzeuger hervorgerufen. Die angewandten Wellenhöhen betragen 11,35—21,90 cm, d. h. die Wellen waren beträchtlich groß. Sie können also als den in der Natur vorkommenden Wellen und unter ihnen in erster Linie den Dünungswellen ähnlich angesehen werden, was die Ergebnisse der Modellversuche auch erwiesen haben (vgl. JOHNSEN 1961, S. 18).

In seiner Untersuchung ist JOHNSEN (1961, S. 73—75) davon ausgegangen, daß die am Grunde vor sich gehende Wasserbewegung Sinkstoff über die Rippel verfrachtet. Diesen Stoff hat er in sechs Teile zerlegt, von denen jedoch nur drei auf eine Schwingungskomponente entfallen. Diese sind:

1. der Anteil, der vom Luvhang des Rippels auf den Leehang geschoben wird,
2. der Anteil, der, in Suspension gehend, direkt in Richtung der Bewegung über den Rippel hinweg transportiert wird und
3. der Anteil, der durch den Leewirbel geht und durch die entgegengesetzte Schwingungskomponente versetzt wird.

Von diesen hat er noch die Anteile 1 und 2 miteinander vereinigt, da bei ihnen die Richtung ihrer Bewegung dieselbe ist und sie den größten Teil des gesamten bewegten Stoffes umfassen. In seiner Untersuchung stellt JOHNSEN (1961, S. 42) fest, daß das Verschleppen des Sinkstoffes längs der Schorre von der Wellenhöhe und der mittleren Korngröße des Hangmaterials in der Weise abhängt, daß, je feiner der Stoff und je höher der Wellengang ist, er um so mehr im Wirbel verfrachtet wird, und umgekehrt ist der Anteil der direkt verfrachteten Sinkstoffmenge am größten, je gröber das Korn und kleiner die Welle ausfällt. Somit bedingen sowohl große Wellen und grobes Korn als auch kleine Wellen und feines Korn ähnliche Entwicklungsvorgänge auf der Schorre. Demgemäß hat er denn auch insbesondere die Entwicklung der Riffe an Hand zweier Hauptfälle betrachtet; bei Hauptfall 1 ist die Wellenhöhe groß und das Material fein, während bei Hauptfall 2 die Wellenhöhe gering und das Material grob ist.

Im ersten Hauptfall, in dem also der Wellengang hoch und der Sinkstoff fein ausfällt, ist vom Ausgangspunkt der beginnenden Bewegung des Bodenmaterials an sein Transport zunächst landwärts gerichtet. Dies liegt daran, daß anfangs die Wirkung des Wirbels auf den Grund schwach ist, so daß sich der Hauptteil des Materials geradlinig bewegt, ohne am Wirbel beteiligt zu sein. Dabei macht sich die landwärts gerichtete Wasserbewegung überwiegend geltend, weil die in dieser Richtung erhaltene Beschleunigung der Wasserteilchen größer als seawärts ist. Dies ist daraus zu ersehen, daß der Wellengang selbst während der ganzen Zeit Wasser landwärts mit um so größerer Geschwindigkeit schiebt, je flacher der Strand wird. Allmählich aber nimmt der Anteil des Wirbels als Verfrachter von Sinkstoff zu, weil bei Flacherwerden des Wassers die Höhe des Wellengangs wächst und die Bewegungsgeschwindigkeit der einzelnen Wasserteilchen auf ihrer Bahn zunimmt. Da in diesem Fall das Material feinkörnig ist, bewegt sich schon vor dem Brechpunkt über die Hälfte davon im Leewirbel, so daß dieser die Hauptrichtung der ganzen Bewegung des Materials bestimmt. Dabei ist die in negativer Richtung, seawärts sich bewegende Sandmenge, die aus dem Leewirbel der positiven Bewegung stammt, größer als die positiv transportierte Menge, weil die zugehörige Geschwindigkeit der positiven Schwingungskomponente stets größer als die der negativen Komponente ist.

Wenn die Wassertiefe etwa der Hälfte der Wellenhöhe entspricht, zerschellt die Welle zur Brandung. Dabei tritt in der Bewegung des Wassers eine schnelle Veränderung ein. Der vom Brechpunkt fortlaufende Brecher ist bei unverformtem Unterwasserhang bekanntlich vom schäumenden Typ. Die aus dem Brecher entstehende kleinere Welle befindet sich von Anfang an in einem hohen Störzustand, für den eine schnelle positive Oszillationskomponente kennzeichnend ist. Im Lauf des Materials ist diese darin zu erkennen, daß vom Brechpunkt an

landwärts das Material vorwiegend mit dem Wirbel wandert, wobei die negative Bewegung stark im Vordergrund steht. Doch indem das Wasser flacher wird, erschöpft sich allmählich die Tätigkeit des Wellengangs, während zugleich die geradlinige Translation des Wassers erstarkt. Aus diesem Grunde wird die Verfrachtung des Materials schon vor der Wasserlinie positiv, also landwärts gerichtet.

Als Ergebnis des Sinkstofftransports nimmt das Profil der Küste die auf Abbildung 1 dargestellte Form an. Kennzeichnend dabei ist der an der Strandlinie entstandene Strandwall, der auf die nahe der Strandlinie vor sich gehende strandwärtige Sandzufuhr zurückzuführen ist. Der starke Wirbel nahe dem Brechpunkt bewirkt eine negative Sandwanderung, die bald zur Entstehung einer Vertiefung unmittelbar landseits des Brechpunktes führt. Dieses Material häuft sich seewärts des Brechpunktes zu einem Wall, an dessen steiler werdenden Luvhang die negativ gerichtete Verlagerungstendenz abgebremst wird. So entsteht seewärts des Walles allmählich eine Vertiefung, aus der Sand für den nächsten Wall abwandert. Der Vorgang kann sich bis zu dem Punkt, an dem die Geschwindigkeitsdifferenz der Wasserpartikel entsteht, des öfteren wiederholen, so daß sich eine Front aus Teilhängen entwickelt, deren Neigungen den Geschwindigkeitsunterschieden entsprechen und mit zunehmender Wassertiefe flacher werden. Am Außenrand der Riffzone, wo die Hauptbewegung des Materials landwärts gerichtet ist, entsteht dann endlich eine Vertiefung, aus der das Material zum Aufschütten des äußersten Rifles landwärts verfrachtet wird.

In dem Hauptfall 2, wo der Wellengang gering und das Material grob ist, spielt sich die morphologische Entwicklung der Schorre auf andere Weise ab. Vom Ausgangspunkt der anfänglichen Bewegung des Bodenmaterials an bis zum Brechpunkt verläuft diese größtenteils geradlinig, wobei die Wanderung landwärts gerichtet ist. Doch nimmt die Menge des im Wirbel seewärts verfrachteten Materials gleichmäßig zu, so daß die Überschußlinie, die die Gesamtbewegung der Stoffmenge spiegelt, nach dem Anstieg zum Brechpunkt hin wieder abfällt. Vom Brechpunkt an landwärts liegt die gemeinsame Überschußlinie ausschließlich im positiven Bereich, fällt aber nach kurzem Steigen zur Wasserlinie hin wieder ab. Da in diesem Falle das Material auf der ganzen Strecke in positiver Richtung, also landwärts, in Bewegung ist, gestaltet sich die Umbildung der Schorre einfach (Abb. 1). Zunächst ist die Zone, in der das Material in Bewegung ist, gegenüber der entsprechenden Zone des obigen Hauptfalles 1 im allgemeinen schmal. Nahe dem Ausgangspunkt des Materials entsteht im Seeboden eine Vertiefung, aus der es sich unweit des Brechpunktes zu einem Wall anhäuft. Entsprechend verursacht der Brecher landseits des Brechpunktes im Seegrund eine Vertiefung, aus der die Sandmenge landwärts verfrachtet wird und an der Wasserlinie einen Strandwall aufschüttet (JOHNSEN 1961, S. 42 bis 45).

Bei Betrachtung der Untersuchungsergebnisse JOHNSEN's ist zu betonen, daß sie sich im Versuchstank herausgestellt haben. Sie sind also nicht ohne weiteres mit den in Naturverhältnissen gewonnenen Resultaten gleichzusetzen; denn an den Naturküsten bestehen keine konstanten Wellenhöhen. Dort laufen Wellen von unterschiedlichem Typ und wechselnder Größe

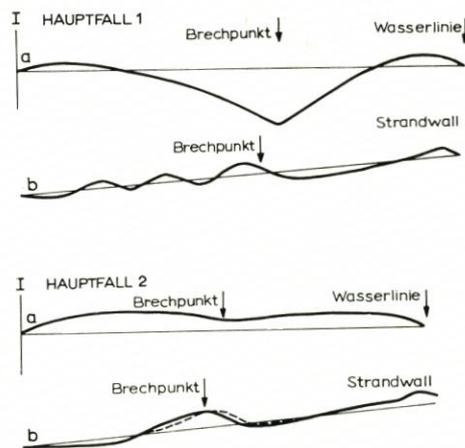


Abb. 1. Das Ausbilden des Hangreliefs in den Hauptfällen 1 und 2. a. Überschußlinie des gesamten Wirkungsbereiches der Welle. b. Hangrelief (JOHNSEN 1961, S. 48—50)

in bunter Reihenfolge auf die Wasserlinie zu und bilden Riffe, die sich zwar nach den beschriebenen Gesetzmäßigkeiten entwickeln, aber doch Konglomerate sind, die sich aus den zu jeder Wellengröße und jedem Wellentyp passenden Riffformen zusammensetzen (JOHNSEN 1961, S. 57). Da vorläufig keine Untersuchungsergebnisse darüber vorliegen, auf welche Weise die Riffmorphologie an Naturküsten nach den neueren Modellversuchen erklärt werden kann, wird es im folgenden unternommen, diese Frage an Hand von Messungen, die an den Ufern des Sees Oulujärvi ausgeführt worden sind, zu betrachten.

### A. Über Riffbildungen an den Ufern des Sees Oulujärvi

#### Der See Oulujärvi und seine Naturverhältnisse im Hinblick auf die Riffbildung der Schorre

Der Oulujärvi liegt zwischen den Breitenkreisen von rd. 64° und 65° etwa 100 km östlich der Küste des Bottnischen Meerbusens. In diesen Meerbusen entwässert er sich durch den Fluß Oulujoki. Unter den Seen Finnlands ist er der fünftgrößte. Seine Fläche beträgt nach RENQVIST (1951, S. 147) 900 km<sup>2</sup> und seine Höhe über dem Meere 122,5 m. Es ist ein verhältnismäßig

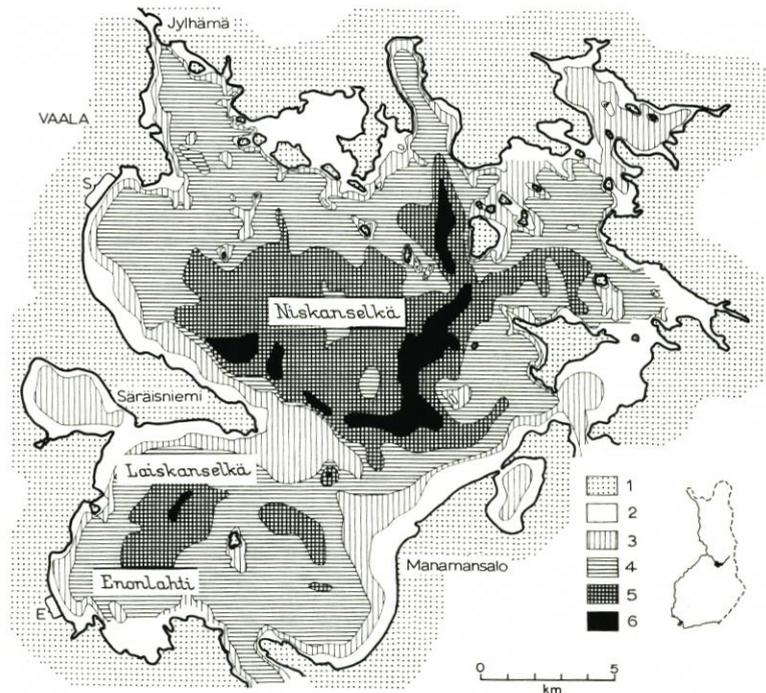


Abb. 2. Der westliche Teil des Sees Oulujärvi und seine Tiefenverhältnisse nach Leiviskä (1913, Kartenbeilage). 1. Land, 2. Tiefe 0—2 m, 3. 2—5 m, 4. 5—11 m, 5. 11—20 m, 6. 20—26 m, S = Strand der Bucht von Nimislahti, E = Strand der Bucht Enonlahti.

flacher See; seine mittlere Tiefe beträgt etwa 7,6 m und seine größte bekannte Tiefe nur 38 m. Die Insel Manamansalo teilt den Oulujärvi in zwei Teile, von denen der westliche aus den offenen Seeflächen Niskanselkä und Laiskanselkä besteht. Das nördlichere der Untersuchungs-

gebiete liegt nördlich der Halbinsel Säräisniemi in der Mitte der Bucht Nimislahti, das südlichere am Ende der am südwestlichen Teil des Laiskanselkä gelegenen Bucht Enonlahti (Abb. 2).

Der Niskanselkä und der ihm unmittelbar angeschlossene Laiskanselkä bilden die umfangreichste einheitliche offene Seefläche des Oulujärvi, deren größte Breite in Nord-Süd-Richtung etwa 21 km und deren größte Länge von Südwesten nach Nordosten etwa 25 km beträgt. Vor dem Ufer von Nimislahti erstreckt sich rund 20 km offene Seefläche und vor der Bucht Enonlahti etwa 25 km. Diese Werte sind im Hinblick auf die Verhältnisse der Binnengewässer Finnlands beträchtlich hoch (vgl. RENQVIST 1951, S. 146—151).

Die Windverhältnisse am Oulujärvi sind nach den an der Flugstation Kajaani 1957 bis 1965 angestellten Windbeobachtungen festgestellt worden. Das einschlägige Material ist vom Archiv des Meteorologischen Zentralamtes zur Verfügung gestellt worden. Die Verteilung der Windgeschwindigkeit ist nach der von VENHO (1960, Karte 6/1 u. a.) benutzten Skala auf die Weise aufgestellt worden, daß die schwachen Winde die Windgeschwindigkeit von 1 bis 6 Knoten, die mäßigen die von 7 bis 21 Knoten und die starken die von über 21 Knoten umfassen. Da in dem erhaltenen Material die Windbeobachtungen vierteljährlich zusammengefaßt worden sind, sind hier als für die Windverhältnisse während der Zeit offenen Wassers maßgebend die von Sommer und Herbst benutzt worden. Sie sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt:

Tabelle 1

Verteilung der Winde an der Flugstation Kajaani von Sommer und Herbst 1957—1965 (‰)

	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
1—6	3,2	5,8	4,8	8,2	12,7	6,3	6,1	3,8
7—21	3,1	5,0	5,8	5,7	6,5	4,5	7,9	5,3
> 21							+	+
	6,3	10,8	10,6	13,9	19,2	10,8	14,0	9,1
							Still	5,4

Der Geschwindigkeit nach entfallen die Winde fast alle auf die Gruppen der schwachen oder mäßigen. Von den Windrichtungen steht der Süden deutlich im Vordergrund, und rund 44 % aller Winde kommen aus dem Sektor E bis S. Am seltensten sind die Nordwinde und etwas häufiger als diese die Nordostwinde.

Tabelle 2

Verteilung der Korngrößen des Sandes bei den Küstenabschnitten von Säräisniemi und Enonlahti (in ‰)

Gebiet		Korndurchmesser (mm)					Mittelwert Ø mm	
		0 bis 0,74	0,74 bis 0,125	0,125 bis 0,250	0,250 bis 0,500	0,500 bis 1,000		1,000 bis 2,000
Nimislahti-S	1	—	0,1	0,1	43,1	56,6	0,1	0,6
„	2	—	0,1	0,1	63,0	36,5	0,2	0,5
„	3	—	—	0,1	35,0	64,9	—	0,6
„	4	—	0,1	0,1	22,7	74,2	3,0	0,7
Nimislahti-N	45	—	0,4	8,7	87,4	3,5	—	0,4
„	50	—	0,8	4,8	91,1	3,2	—	0,4
„	70	—	0,3	5,8	70,6	23,5	—	0,4
„	75	—	0,3	7,0	69,7	22,9	—	0,4
Enonlahti	15	1,2	65,7	33,1	—	—	—	0,1
„	16	0,3	16,7	81,9	1,0	0,1	—	0,2
„	17	0,3	16,1	82,0	1,4	0,1	—	0,2

Der Oulujärvi ist ein für Finnland typischer Reliktsee, der infolge der Landhebung erst vor der Litorinazeit vom Meere abgeschnürt wurde. Das Abflußbett des Sees dürfte anfangs südlich von Säräisniemi gelegen haben, von wo aus sich das Wasser des Sees südlich am Rokuanvaara vorbei in den Siikajoki ergossen hat. Doch hat sich das Abflußbett bald an seine jetzige Stelle nach Vaala verlagert (vgl. LEIVISKÄ 1913, S. 82—85; SAURAMO 1927, S. 74—80; OKKO 1949, S. 125 u. a.). Seit den 1940er Jahren ist der Wasserstand des Oulujärvi im Kraftwerk von Jylhämä geregelt worden, wobei sich der Stau auf 2,7 m (120,50 bis 123,20 ü. d. M.) eingestellt hat (vgl. Encyclopaedia Fennica 1963, Bd. 6, 779—780).

Auf der Tiefenkarte des Oulujärvi (LEIVISKÄ 1913, Kartenbeilage), die auf Grund der von Kapitän K. A. LILJEBERG ausgeführten Lotungen ausgearbeitet worden ist (Abb. 2), kann festgestellt werden, daß am Ufer von Nimislahti das Wasser anfangs gleichmäßig bis 5 m tief wird, und diese Tiefe bleibt bis in 500 m Entfernung von der Strandlinie. Von da an wird im Südteil dieses Küstenabschnittes das Wasser auch weiterhin ziemlich gleichmäßig tiefer, und eine Tiefe von 8 Metern wird in etwa 700 Metern Entfernung erreicht. Dagegen verringert sich im Nordteil des Küstenabschnittes der Gradient in dem Maße, daß sich eine Tiefe von 8 Metern erst bei rund 1250 Metern Abstand von der Strandlinie einstellt. Bei Enonlahti wird der See etwas langsamer als an den vorhergehenden Stellen tiefer; denn eine Tiefe von 5 Metern tritt dort erst in rund 700 Metern Entfernung ein und eine Tiefe von 8 Metern erst bei etwa 1500 Metern Entfernung von der Strandlinie. Doch ist im Südteil des Ufers der Gradient etwas geringer als diese Werte. Die Echolotung vom Jahre 1962 (Abb. 3) zeigt, daß der Südteil

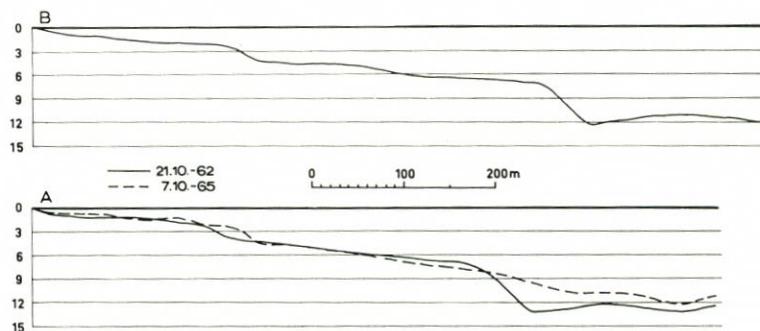


Abb. 3. Echolotprofile der Stellen A und B (vgl. Abb. 5) vom J. 1962 (—) und das der Stelle A vom J. 1965 (-----)

der Küste von Nimislahti anfangs bis in etwa 2 Meter Tiefe ziemlich gleichmäßig absinkt. In etwa 200 Meter Abstand von der Strandlinie, bis wohin an dieser Stelle die Schorre zu reichen scheint, wird der Gradient schnell steiler. Der See wird hier auf einer Strecke von rund 40 Metern um etwa 2,5 m tiefer, wobei die Seehalde schon in etwa 4,5 m Tiefe aufzuhören scheint. Von da an wird der Seegrund wieder flacher. Ein gleichmäßiges Tieferwerden des Wassers setzt sich von da an bis in etwa 7 Meter Tiefe fort, und zwar rund 550 Meter von der Strandlinie entfernt. An dieser Stelle beginnt ein anderer steiler Hang, bei dem auf einer Strecke von 60 Metern das Wasser um rund 5 bis 5,5 m tiefer wird, wobei der Seegrund insgesamt eine Tiefe von etwa 12,5 Meter erreicht.

Von diesen Bildungen des Ufers gehört der letztgenannte Abhang nicht zu dem normalen Profil eines Akkumulationsufers (vgl. VARJO 1964, S. 25—27), obwohl die Westseite des Niskanselkä schon ihrer der Form eines regelmäßigen Kreisbogens angenäherten Strandlinie wegen als Akkumulationsform gelten kann (vgl. LEIVISKÄ 1913, S. 96). Auch läßt sich der Abhang nicht

als sogenannte Vorzeituferbildung ansprechen, die zur Zeit eines bedeutend niedrigeren Wasser- spiegels als der heutige entstanden wäre, denn obgleich im Oulujärvi der Wasserspiegel nach der Eiszeit infolge der Erhöhung der Schwelle von Vaala angestiegen ist, kann nicht nach- gewiesen werden, daß in der Entwicklung des Sees so jähe Veränderungen des Wasserstandes eingetreten wären (vgl. LEIVISKÄ 1913, S. 84; SAURAMO 1927, S. 74—80), daß ein Vorzeitufer sich so deutlich unter dem Wasser hätte erhalten können. Eine im Herbst 1965 an derselben Stelle vorgenommene Echolotung hat denn auch erwiesen (vgl. Abb. 3), daß es sich um ein kurzlebige Gebilde gehandelt hat, das später völlig verschwunden ist. Es ist anzunehmen, daß der Abhang durch eine längs dem Nordstrand von Säräisniemi verlaufende laterale Strömung verursacht worden ist.

Im Bereich der Ufer des Niskanselkä und des Laiskanselkä besteht der Felsgrund nach SIMONEN (1960, Karte 3) aus Granitgneis. In den untersuchten Uferabschnitten reicht er indes- sen nicht bis zur Oberfläche, sondern ist durchweg von einer glazialfluvialen Bodendecke über- lagert. Das Ufer von Nimislahti gehört nach SAURAMO (1927, S. 39) zu dem Grobsandgebiet zwischen der vom dortigen Ufer nach Nordwesten gerichteten Oslandschaft Rokuanvaara. Am Strande ist der Grobsand stark sortiert. Doch ist er im südlichen Strandteil, wie aus Tabelle 2

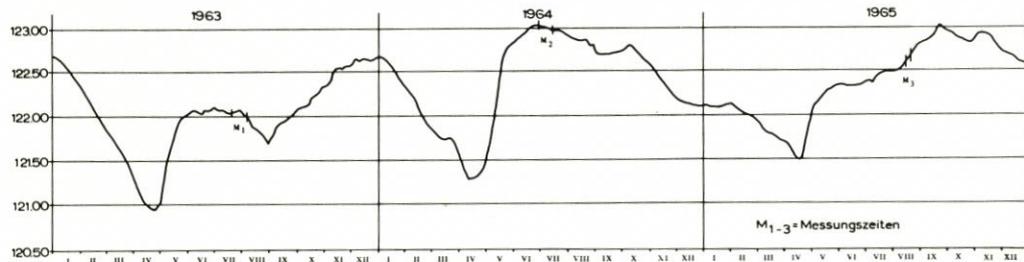


Abb. 4. Die Höhe des Wasserspiegels der See Oulujärvi in den Jahren 1963—65 nach der vom Kraftwerk Jylhämä erhaltenen Auskunft

Tabelle 3

Die Höhe der Wasserspiegel im Oulujärvi im Sommer 1963—1965 (in m ü. d. M.) nach der vom Kraftwerk Jylhämä erhaltenen Auskunft.

Monat	Tg.	1963	1964	1965
Juni	1	122,08	122,89	122,37
	5	122,09	122,91	122,37
	10	122,07	122,95	122,35
	15	122,04	122,99	122,34
	20	122,09	123,03	122,36
	25	122,10	123,04	122,36
Juli	1	122,11	123,06	122,38
	5	122,09	123,02	122,41
	10	122,10	123,04	122,38
	15	122,05	123,00	122,46
	20	122,07	123,00	122,50
	25	122,08	122,99	122,52
August	1	122,05	122,93	122,52
	5	122,01	122,90	122,52
	10	121,97	122,93	122,56
	15	121,89	122,87	122,61

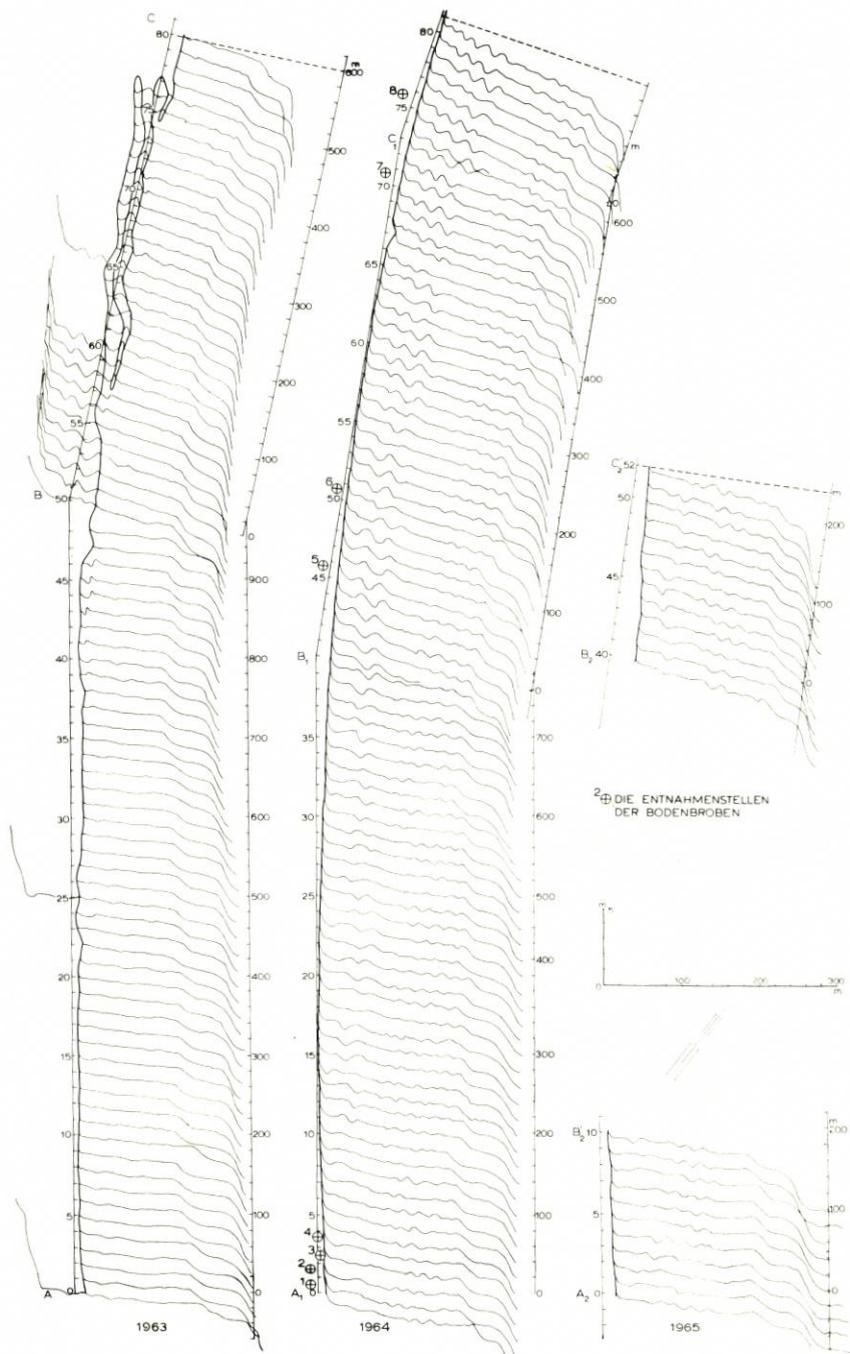


Diagramm 1: Diagramm der Riffe am Uferabschnitt von Nimislahti in den Sommern 1963 bis 1965. (Die fettgedruckten Linien auf Diagr. 1 u. 2 stellen die Standlinie dar, vgl. Abb. 5)

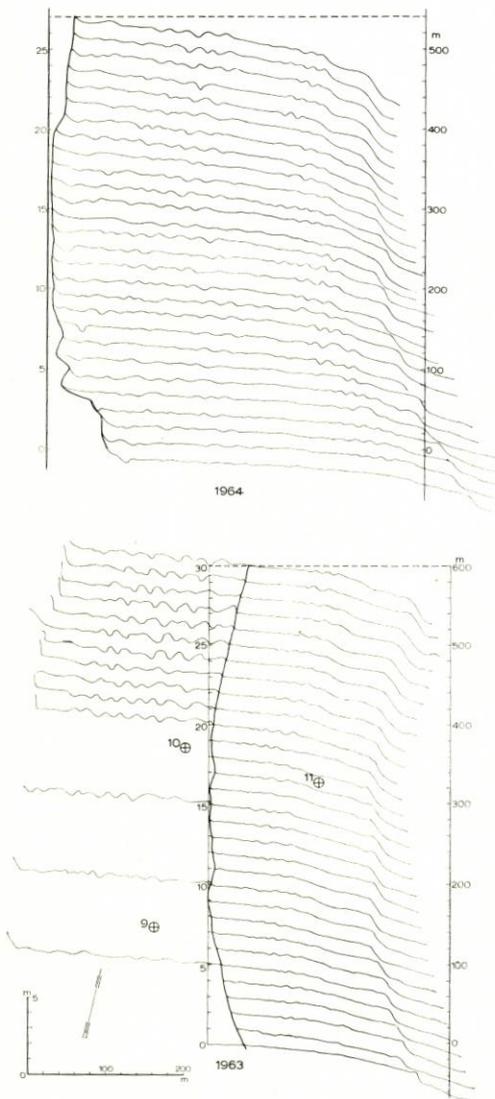


Diagramm 2: Diagramm der Riffe am Ende der Bucht Enonlahti in den Sommern 1963 und 1964 (vgl. Abb. 6)

zu ersehen ist, bedeutend größer als im nördlichen. Die in ihr angegebenen Werte gründen sich auf die durch Siebung erhaltenen Ergebnisse von im Sommer 1965 auf den Stränden entnommenen Bodenproben. Im Inneren der Bucht von Enonlahti ist die Bodenart Feinsand (vgl. LEIVISKÄ 1913, Karte; SAURAMO 1929). Die Entnahmestellen der Proben sind auf Diagramm 1 und 2 dargestellt.

Wie in den neuesten Untersuchungen über die Entstehung von Riffen (KÖRNER 1955; JOHNSEN 1961 u. a.) nachgewiesen worden ist, wirken an der Küste auf die Morphologie des Seegrundes die Höhe des Wellenganges, die Wassertiefe sowie die Korngröße der Strandbodenart ein. Die Untersuchung zur Klärung des Einflusses dieser Faktoren wurde am Oulujärvi so ausgeführt, daß auf denselben Küstenabschnitten in drei aufeinanderfolgenden Sommern, um die Wende Juli—August 1963, in der ersten Julihälfte 1964 und Mitte August 1965, Messungen vorgenommen wurden. Nach einer vom Kraftwerk Jylhämmä erhaltenen Auskunft, ist die Höhe des Wasserspiegels in den Jahren 1963 bis 1965 in Tabelle 3 und in Abbildung 4 dargestellt. Daraus ist zu ersehen, daß im Sommer 1964 der Wasserspiegel des Oulujärvi fast ein Meter höher lag als im vorangegangenen Sommer und im Sommer 1965 45 Zentimeter niedriger als im Sommer 1964.

Im Sommer 1963 wurden längs des Strandes von Nimislahti, dem bei der Untersuchung die Hauptaufmerksamkeit galt, zwei einander fortsetzende Linien vermessen (Diagr. 1, A—B—C). Die erste von ihnen maß 1000 m und die zweite 600 m. Vom Anfangspunkt beider Linien wurden vom Boot aus in 20 m Abständen Querlinien bis zum Hang der Seehalde vermessen. Die Meßlinien wurden seeseits an Linien gebunden, deren Endpunkte vom Strand im Vorwärts-Einschnitt bestimmt wurden. Im Sommer 1964 war der Verlauf der Strandlinie anders als im Vorjahr. Aus diesem Grunde waren auf dem Strande drei einander angeschlossene, in verschiedenen Richtungen verlaufende Grundlinien vermessen, die 800, 660 und 180 m lang waren (Diagramm 1, A<sub>1</sub>—B<sub>1</sub>—C<sub>1</sub>—D<sub>1</sub>). Von den Grundlinien aus wurden jetzt gleicherweise wie im Vorjahr, von den Anfangspunkten ausgehend, in 20 m Abständen Querlinien vermessen, die seeseitig bis etwa 4 Meter Tiefe fortgeführt wurden. Als auf Grund dieser zwei Vermessungen während des Winters 1965 die Profile gezeichnet worden waren, konnte festgestellt werden, daß am Nord- und am Süden des vermessenen Strandabschnittes die Bildungen der Schorre unterschiedlich waren. Da außer-

dem der Wasserspiegel des Oulujärvi im Sommer 1965 fast einen halben Meter tiefer als der Wert des Vorjahres sank, wurden die Vermessungen noch im Sommer 1965 fortgesetzt. Dabei wurden an der Küste von Nimislahti zwei gesonderte Strandstücke vermessen (Diagramm 1,  $A_2-B_2$  und  $B_2-C_2$ ), von denen das südlichere 200 m vom Südteil desselben Strandes umfaßte, der in den beiden vorhergehenden Jahren vermessen worden war. Das andere Strandstück lag 1000 m weiter nördlich, wo ein 240 m langer Strand vermessen wurde.

Von dem als zweites Untersuchungsobjekt gewählten Küstenabschnitt Enonlahti aus wurde im Sommer 1963 eine 600 m lange und im Sommer 1964 eine entsprechende, 560 m lange Grundlinie vermessen. Die Profillinien wurden auch hier vom Anfangspunkt ausgehend in Abständen von 20 Metern geführt (Diagramm 2).

Im Sommer 1963 wurden die Unterwasserbildungen bis in 3 Meter Tiefe gemessen, außerdem an der Küste von Nimislahti die Profile bis zur Strandwallgrenze von den Punkten 0, 25 und 50 der Linie A—B aus sowie von den Punkten 51 bis 60 und 65 der Linie B—C aus. Am Ende der Bucht von Enonlahti wurden die Bildungen des trockenen Strandteils vom Anfangspunkt der Linie an in Abständen von 100 Metern bis zu Punkt 20 vermessen, von wo an das Nivellement bei jeder Querlinie ausgeführt wurde. Von der Küste von Nimislahti liegt außerdem eine Luftbildaufnahme aus dem Jahre 1954 vor. Sie ist im Auftrage des Landesvermessungsamtes im Sommer 1963, also zur Ausführungszeit der Untersuchung, erneuert worden. Es gibt auch eine Luftbildaufnahme von der Küste von Enonlahti aus dem Jahre 1963 (Abb. 6).

## 2. Riffmorphologie an den Küsten des Oulujärvi

Der allgemeine Aufbau der Riffzone an der Küste von Nimislahti ist dargestellt auf Abbildung 5, die nach einem im Sommer 1954 aufgenommenen Luftbild, bei einem Wasserstand von etwa 122,3 m ü. d. M. im Oulujärvi, ausgearbeitet worden ist. Unmittelbar an der Strandlinie sind die Riffe mehr oder weniger unbestimmte kurze Ansätze, und zwar derart, daß die zwischen ihnen gelegenen Vertiefungen schräg von der Strandlinie weg gerichtet sind, während sie zugleich nach links geschwungen ausweichen. Dagegen verlaufen die weiter nach außen gelegenen Riffe geradlinig, und ihre Richtung ist ungefähr die gleiche wie die der Strandlinie. Doch besteht ein ziemlicher Unterschied zwischen den Riffbildungen am südlichen und am nördlichen Ende des Küstenabschnittes. Im Südteil der Küste sind die Riffe im allgemeinen geradlinig und parallel zur Strandlinie verlaufend. Dagegen sind sie im Nordteil der Küste oft gewunden. In einigen Fällen scheinen sie sich zu einem fast netzartigen Gewirr miteinander zu verflechten, das den aus den Kleinbildungen der Sandstrände, den Riffeln, entstandenen Figuren ähnelt. Sie erinnern stark an die im Inneren der Bucht Enonlahti auftretenden Riffbildungen (Abb. 6), deren Luftbild im Sommer 1963 aufgenommen worden ist. Auf dem Bild ist u. a. zu erkennen, daß am Ende der Bucht Enonlahti die Riffbildungen größtenteils über dem Wasserspiegel gelegen sind und nur die zwischen ihnen bestehenden Senken in einigen Fällen Wasser führen.

Daß als Strandbildungen entstandene Riffe im Inneren der Bucht Enonlahti im Sommer 1963, wie übrigens auch ein Teil der Riffbildungen am Nordende der Küste von Nimislahti über dem Wasserspiegel lagen, oberhalb des Wasserspiegels aufgetreten sind, scheint in Widerspruch zu stehen u. a. mit KINGS (1959, S. 186, 333) Beobachtungen, nach denen eine submarine Sandbank bei sinkendem Wasserspiegel nicht über diesem fortbestehen kann (vgl. auch SCHOU, 1945, S. 216—217, u. a.), sondern schwindet. Doch läßt sich beim Oulujärvi die Erscheinung dadurch erklären, daß während der Zeit, als der Wasserspiegel gesunken war, der See unter so starkem Eis gelegen hatte, daß dadurch ein Abtragen der in flachem Wasser gelegenen Riffe

verhindert worden ist. Am 15. Dezember 1962 oder also ungefähr um die Zeit, als sich die Eisdecke auf dem Oulujärvi bildete, lag sein Wasserspiegel 122,75 m und entsprechend im Februar 1963 122,10, im April 121,10 und noch im Mai nach der Befreiung von der Eisdecke 121,77 m ü. d. M. (Hydrologisches Jahrbuch Nr. 17, 1961—1962, S. 27; Auskunft vom Kraftwerk Jylhämmä). Der Unterschied beträgt also mehr als einen Meter, welches Maß mit Rücksicht auf das Fortbestehen der in flachem Wasser entstandenen Riffe hinreichend groß ist.

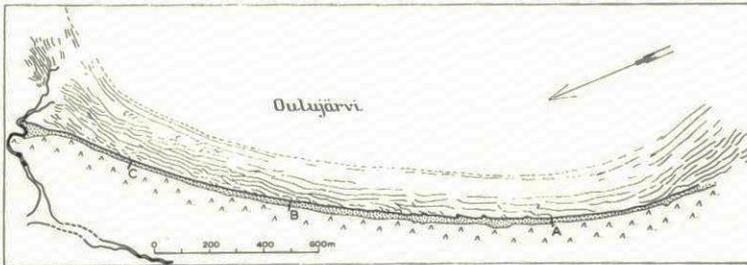


Abb. 5. Die Riffbildungen am Strand von Nimislahti nach einem Luftbild von 1954. A-B-C = Anteil des im Sommer 1963 vermessenen Strandes. Die Senken zwischen den Riffen sind durch Linien dargestellt

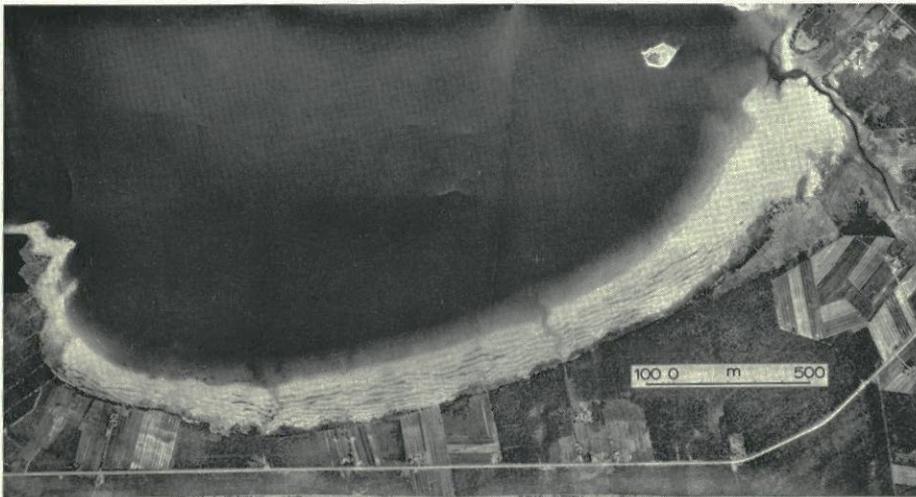


Abb. 6. Luftbild der Riffbildungen am Ende der Bucht Enonlahti im Sommer 1963. Veröffentlicht mit Genehmigung des Landesvermessungsamtes

Eine andere Erscheinung im allgemeinen Aufbau der Riffzone stellen die Riffe des Strandes von Nimislahti dar, die der Strandlinie am nächsten liegen. Ihre bogenförmige Ausrichtung und Zerstückelung in kleine Abschnitte dürfte sich teilweise durch die längs des Strandes vor sich gehende Strömung erklären lassen, die nach REINHARD (1953, S. 34) derartige Gebilde zustande bringt. GIERLOFF-EMDEN (1961, S. 83—86) hat ebenfalls derartige Riffbildungen auf Borkum-Nord erkannt, die er „Sandriffe mit Strömungsformen“ nennt. Zum Teil aber handelt es sich hier um Riffe, die schon früher bei bedeutend höherem Wasserstand als im Sommer 1954 entstanden sind und unter dem Schutz der Eisdecke fortbestanden, sich aber später teils durch Wind, teils durch Wellengang und fließendes Wasser deformierten.

Vom Auftreten der Riffbildungen an den Ufern in den Jahren 1963—1965 läßt sich ein Bild aus den Profilkarten (Diagramm 1 und 2) gewinnen. Auf ihnen sind bei ihrer Ausarbeitung die nach den Messungsergebnissen in richtiger Länge gezeichneten Strandprofile nebeneinander in richtigem gegenseitigem Abstand dargestellt worden. Nach der Profilkarte, die die Riffe von 1963 am Ufer von Nimislahti wiedergibt, scheint die Riffmorphologie der Schorre auf den einzelnen Uferstrecken etwas unterschiedlich zu sein. Im Südteil, den die Profile 0 bis 4 darstellen (vgl. Abb. 7), liegt offenbar nur ein deutliches Riff gleich an der Seehalde, von der es durch eine deutliche Senke getrennt ist. Zwischen dieser und der Strandlinie können erst ganz in der Nähe der letzteren geringe Anzeichen von Riffbildungen wahrgenommen werden. Im

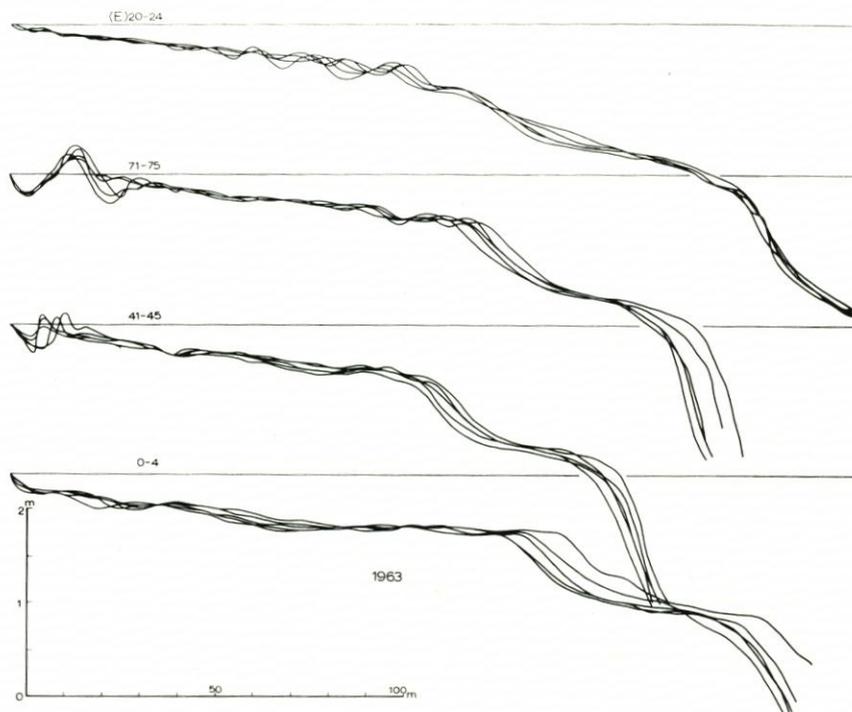


Abb. 7. Riffprofile vom See Oulujärvi im Sommer 1963. Die Profile (E) 20—40 sind vom Ende der Bucht Enonlahti, die übrigen vom Strand von Nimislahti. Vgl. Diagramm 1 und 2

mittleren Teil, der durch die Profile 41—45 (Abb. 7) wiedergegeben ist, erstreckt sich die gleich an der Böschung gelegene Zone riff-förmiger Wallbildungen, wo der Kamm des strandnächsten Walles stellenweise über den Wasserspiegel zu ragen scheint. Auf den übrigen Strecken ist die Schorre in ihrer Morphologie dagegen im großen ganzen der des oben beschriebenen Uferabschnittes ähnlich. Geht man an dem Ufer endlich zu ihrem nördlichen Ende, das die Profile 71—75 darstellen, so ist wahrzunehmen, daß vor dem nahe der Seehalde vorhandenen großen Riff, in einer Tiefe von etwa einem halben Meter, eine aus zwei, drei kleinen Riffbildungen bestehende Zone liegt. Von hier an landwärts ist die Fläche der Schorre in rund 70—80 m Breite verhältnismäßig eben und flach geneigt. Am Strand zeigt sich gleich nahe der Böschung ein beträchtlich großes Riff mit steilen Flanken, das sich etwas weiter nördlich dem Festland anzuschließen scheint. Im Nordteil des Ufers kommen zwei derartige Riffe am Strand vor. Auch in diesem Falle handelt es sich nicht um Strandwallbildungen mit Lagunen, was sie auch

bei dem vorhergehenden Strandabschnitt nicht sind, sondern um Riffe, die zur Zeit eines hohen Wasserstandes gebildet wurden, unter dem Schutz der winterlichen Eisdecke erhalten geblieben und bei sinkendem Wasserspiegel abgetrocknet sind. Dies wird auch bestätigt durch die im Überwasserteil der Küste bestehende Topographie, die im Zusammenhang mit der Vermessung

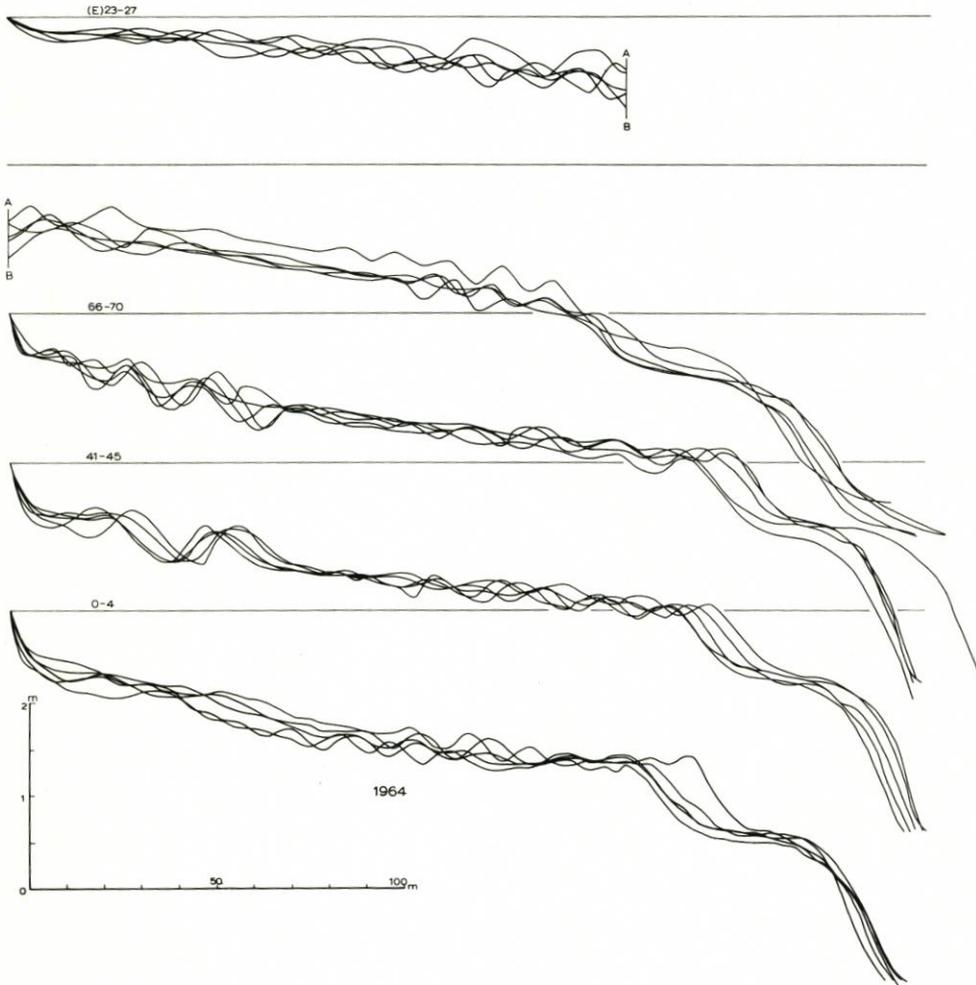


Abb. 8. Riffprofile vom Oulujärvi im Sommer 1964. Die Profile (E) 23—27 sind vom Ende der Bucht Enonlahti, die übrigen vom Strand von Nimislahti. Vgl. Diagramm 1 und 2

der Profile kartiert worden ist. In ihr ist ein sehr deutliches auf dem trockenen Strandteil gebliebenes Riffsystem zu erkennen, das von der Wasserlinie bis nahe zum Ansatz der Böschung reicht.

Die Profilkarte von Enonlahti, die auf Grund der im Sommer 1963 vorgenommenen Vermessungen ausgearbeitet worden ist (Diagr. 2), zeigt, daß die Bildung der Schorre dort in dem ganzen Uferbereich durchweg im großen gleichartig ist, vergleiche z. B. die Profile 20 bis 24 (Abb. 7). Die Strandböschung ist in Enonlahti danach im allgemeinen ziemlich flach abfallend und niedrig. Die Fläche der Schorre selber ist nahe der Strandlinie anfangs eben und

sehr flach. Rund 40—50 Meter entfernt setzt eine Zone von einigen 10—20 cm hohen Riffen ein, weiter seewärts werden die Riffe allmählich größer. In etwa 100—200 Metern Entfernung vom Strand, wo das Wasser etwa einen halben Meter tief ist, wird der Gradient der Schorre steiler. Die Seehalde beginnt 200 Meter vom Strand entfernt, wo das Wasser reichlich anderthalb Meter tief ist.

In der Profilkarte von Enonlahti ist auch die Morphologie des trockenen Uferteils ungefähr bis dahin wiedergegeben, wo zur Hochwasserzeit entstandene Riffe zu sehen sind. In diesem Abschnitt ist das Ufer bedeutend ungleichmäßiger als die Fläche der eigentlichen Schorre. Auch in diesem Falle handelt es sich um zur Hochwasserzeit entstandene Riffe, die später über dem Wasserspiegel geblieben und auf mancherlei Weise deformiert sind.

Anfang Juli 1964 war der Wasserspiegel des Oulujärvi so stark gestiegen, daß er fast einen Meter höher als im Vorjahr lag (vgl. S. 69). Die Morphologie der Schorre wurde zur Klärung der durch den Anstieg des Wasserstandes verursachten Veränderungen an denselben Stellen wie im Vorjahr vermessen. Die Ergebnisse der Messungen sind in Diagramm 1 und 2 dargestellt. Aus diesen ist für das Ufer von Nimislahti zu ersehen, daß die Morphologie der Schorre seit der vorhergehenden Vermessung Veränderungen unterworfen war. Während im Jahre 1963 in erster Linie nur im Nordteil des Ufers deutliche Riffe haben wahrgenommen werden können, sind sie nunmehr im gesamten Gebiet vertreten. Als gemeinsamer Zug in der Großmorphologie der Schorre im Jahre 1963 kann jedoch festgestellt werden, daß sie sich im großen ganzen unverändert erhalten hat, abgesehen von der Böschung, die deutlich tiefer erreicht wurde. So kann u. a. nahe der Seehalde eine ähnliche Senkung in der Schorre in beiden Jahren beobachtet werden.

In den Riffen des Uferabschnittes von Nimislahti läßt sich auch jetzt ein Unterschied zwischen Süd- und Nordteil erkennen. Den Südteil geben die Profile 0—4 wieder (Abb. 8). Aus ihnen ist zu ersehen, daß nach der ziemlich steilen Böschung die Schorre einigermaßen eben ist bis etwa 80 Meter von der Strandlinie entfernt, wo die Tiefe des Wassers etwa 120 cm beträgt. An dieser Stelle setzt die Riffzone ein, die bis dahin reicht, wo die an der Seehalde gelegene Senke beginnt. Um die Mitte des Uferabschnittes, dargestellt durch die Profile 41—45, richtet sich die Aufmerksamkeit auf die gleich nahe der Böschung gelegene, aus einigen großen Riffen bestehende Zone, in der die Kämme der Riffe die zwischen ihnen gelegenen Senken um 40—50 cm überragen. Etwa 60—70 m vom Strand entfernt ist die Schorre jedoch ziemlich eben und fällt seewärts flach ab, bis in ungefähr 120—130 Meter Entfernung von der Strandlinie in 120 cm Tiefe eine andere Riffzone beginnt. In ihr sind die einzelnen Riffe jedoch bedeutend kleiner als in der obigen inneren Riffzone. Die äußere grenzt an die an der Seehalde gelegene Senke. Eine ähnliche Morphologie zeigt die Schorre auch am Nordende des Uferabschnittes, das die Profile 66—70 wiedergeben. Der wesentlichste Unterschied zwischen Mitte und Nordende der Uferstrecke besteht in erster Linie darin, daß die nahe der Böschung entstandene Riffzone jetzt etwas breiter ist.

Aus der Profilkarte über die Riffbildungen von Enonlahti im Sommer 1964 ist ebenfalls das Vorhandensein von zwei, stellenweise vielleicht sogar drei Riffzonen zu erkennen. Auch jetzt ähnelt das Ufer in erster Linie dem Nordende des Uferabschnittes von Nimislahti, wie im Jahre 1963. Aus der die Profile 23—27 darstellenden Figur (Abb. 8) ist zu ersehen, daß die innerste der Riffzonen gleich nahe der Böschung einsetzt. Sie umfaßt anfangs niedrige und flachhängige Riffe. Etwa 100 Meter vom Strand entfernt, wo das Wasser kaum einen Meter tief ist, beginnt eine Reihe verhältnismäßig steilhängiger und rund 30—40 cm hoher Riffe. Die Fläche der Schorre ist danach eben und flach seewärts geneigt. So setzt sie sich bis 280 m fort, wo in etwa 1,7 bis 1,8 m Tiefe die äußerste Riffzone anfängt. Sie umfaßt etwa 4—5 ähnliche verhältnismäßig steilhängige und hohe Riffe wie die äußersten der inneren Riffzone.

Diese Zone, die etwa 70 m breit ist, grenzt 2,2 m tief an eine gleichartige an der Seehalde gelegene Senke, wie sie am nördlichen Strandabschnitt von Nimislahti auftritt.

Als im folgenden Sommer 1965 festgestellt wurde, daß sich der Spiegel des Oulujärvi seit dem Sommer vorher um etwa einen halben Meter gesenkt hatte, wurde auch die Unterwassermorphologie seiner Ufer neu vermessen. Die Messung betraf jedoch nur das Ufer von Nimislahti und auch hier nur zwei Strecken. Die südlichere umfaßt die Profile 0—10 vom südlichen Ende des schon in den zwei vorhergehenden Sommern vermessenen Uferabschnittes und weiter nördlich die Profile 40—52, wo das Material feinkörniger als am südlichen Ende ist. Das Ergebnis ist in Diagramm 1 dargestellt.

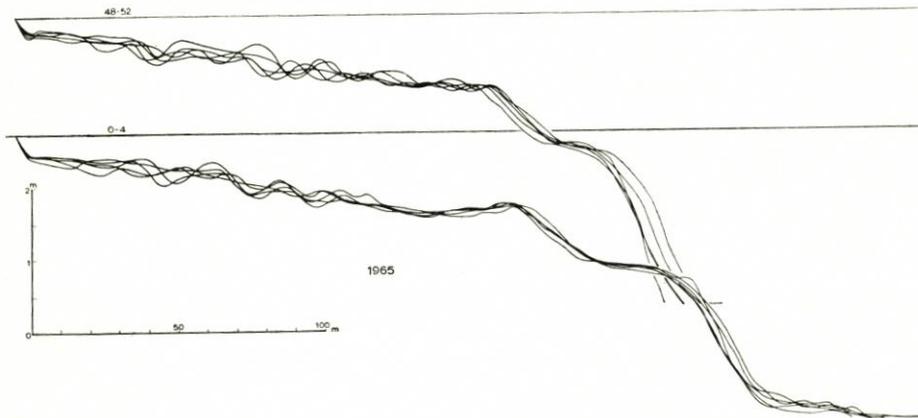


Abb. 9. Riffprofile vom Strand von Nimislahti im Sommer 1965. Vgl. Diagramm 1

Im Südteil des Ufers, den die Profile 0—4 (Abb. 9) wiedergeben, ist die Böschung deutlich und reicht steil bis in 30 m Tiefe. Die Schorre ist anfangs verhältnismäßig eben und fällt flach ab, bis in 30 m Entfernung vom Strand Riffe aufzutreten beginnen. Sie erreichen ihre größten Ausmaße 50 Meter vom Strand entfernt, wo das Wasser in den zwischen den Riffen gelegenen Senken etwa 60 cm tief ist. Die Riffe werden allmählich kleiner, bis sie in 120 m Abstand vom Strand ganz aufhören an einer Stelle, wo das Wasser etwa einen Meter tief ist. Von da an beginnt die Schorre anfangs zu einer nahezu waagerechten Fläche abzufachen, die allmählich in den landwärts abfallenden Hang des nahe der Seehalde gelegenen großen Riffes übergeht. Das Riff ist von der Seehalde durch eine ähnliche Senke getrennt, wie sie in allen drei Sommern an den Ufern des Untersuchungsgebietes bestanden hat.

Im Nordteil des untersuchten Ufers, dessen Seegrundmorphologie die Profile 48—52 darstellen, lassen sich zwei Riffzonen erkennen, von denen die innere allerdings verhältnismäßig undeutlich ist. Die äußere Riffzone beginnt rund 80 m von der Strandlinie entfernt, wo das Wasser reichlich einen halben Meter tief ist. Anfangs kommen verhältnismäßig große Riffe vor, bis sie allmählich bei ihrer Annäherung an die Seehalde kleiner werden. In 160 m Entfernung vom Strand wird die Schorre plötzlich steil, wobei sich nahe der Seehalde eine deutliche Senke bildet, wie auch in den vorhergehenden Fällen.

## B. Der Wechsel in der morphologischen Gestaltung der Schorre am Oulujärvi

## 1. Die Neigung der Schorre

Viele Forscher (vgl. BAGNOLD 1940—1941; BASCOM 1951; KING 1959 u. a.) haben erwiesen, daß die Korngröße des Strandmaterials auf das Gefälle der Schorre auf die Weise einwirkt, daß es bei den aus feinen Komponenten bestehenden Stränden flacher ist als bei den aus groben zusammengesetzten. BAGNOLD (1940, S. 38) hat durch Tankversuche nachgewiesen, daß bei 0,7 mm Korngröße des Materials der Gradient der Schorre  $22^\circ$  und bei 0,05 mm Korngröße nur  $14^\circ$  beträgt. Bei Forschungen an Naturküsten in Kalifornien hat BASCOM (1951, S. 866 bis 874) festgestellt, daß zwischen der Neigung der Schorre und der Korngröße des Materials das von den folgenden Zahlenwerten ausgedrückte Verhältnis besteht (vgl. auch KING 1959, S. 321—323):

Gradient	Korngröße
1 : 90	0,17 mm
1 : 70	0,22 mm
1 : 50	0,24 mm
1 : 38	0,30 mm
1 : 13	0,35 mm
1 : 7	0,42 mm
1 : 5	0,85 mm

Wie bereits oben dargestellt (S. 67), ist in den untersuchten Uferstrecken des Oulujärvi das Material am größten am südlichen Ende des Strandes von Nimislahti und am feinsten am Strand von Enonlahti, während die Bodenart im nördlichen Ende des Strandes von Nimislahti in ihrer Korngröße zwischen diesen Zahlenwerten liegt. Die durchschnittliche Korngröße des Grobsandes beträgt nach den am Ufer entnommenen Bodenproben am südlichen Ende des Strandes von Säräisniemi 0,6 mm, an seinem nördlichen Ende 0,4 mm und am Strand von Enonlahti 0,1 mm.

In Abbildung 10, die die in Abbildung 8 dargestellten Profilreihen in einer solchen Vereinfachung wiedergibt, daß das Gesamterief der Schorre hervortritt, ist zu erkennen, daß bei allen untersuchten Uferabschnitten des Oulujärvi der Gradient der Schorre ungefähr gleich groß ist oder etwa 1:200 beträgt.

Bei Betrachtung der Neigung der Schorre ist der Klarheit halber zu bemerken, daß ich in Abweichung von der u. a. von BAGNOLD (1940—1941) angewandten Methode den Gradienten der Schorre vom Ansatz der Böschung an und nicht, wie er, von der Uferlinie an bestimmt habe. Dies ist damit begründet, daß besonders bei den dem Wellengang ausgesetzten Grobsandküsten die Böschung regelmäßig viel steiler als die eigentliche Schorre ist (vgl. VARJO 1964, S. 26 u. a.), was bei Benutzung der Wasserlinie als Ausgangspunkt bei Küstenteilen mit schmaler Schorre leicht zu Deutungsfehlern führt.

Außerdem ist die Schorre in Zonen von unterschiedlichen Gradienten unterteilt. Als allen Profilen gemeinsamer Zug kann festgestellt werden, daß an der Seehalde eine Stufe entstanden ist. Die Neigung ihres Oberhangs beträgt am Nordstrand von Nimislahti rund 1:20—1:25, während sie an der Bucht Enonlahti etwas flacher ausfällt und rund 1:30—1:40 beträgt. Die Neigung der bis zur Seehalde reichenden ebenen Fläche dagegen hat an allen Uferabschnitten einen ungefähr gleichen Wert, 1:200, abgesehen vom Südteil des Ufers von Nimislahti im Jahre 1963, als die Neigung dieses Teils der Schorre rund 1:150 betrug. Das Gefälle der See-

halde selbst, 1:15, ist ebenfalls bei allen untersuchten Uferabschnitten gleich gewesen. Die Schwankung des Wasserstandes in den Jahren 1963—1965 scheint also nicht nennenswert auf diese Beträge eingewirkt zu haben. Die wesentlichste und offenbar durch den Anstieg des

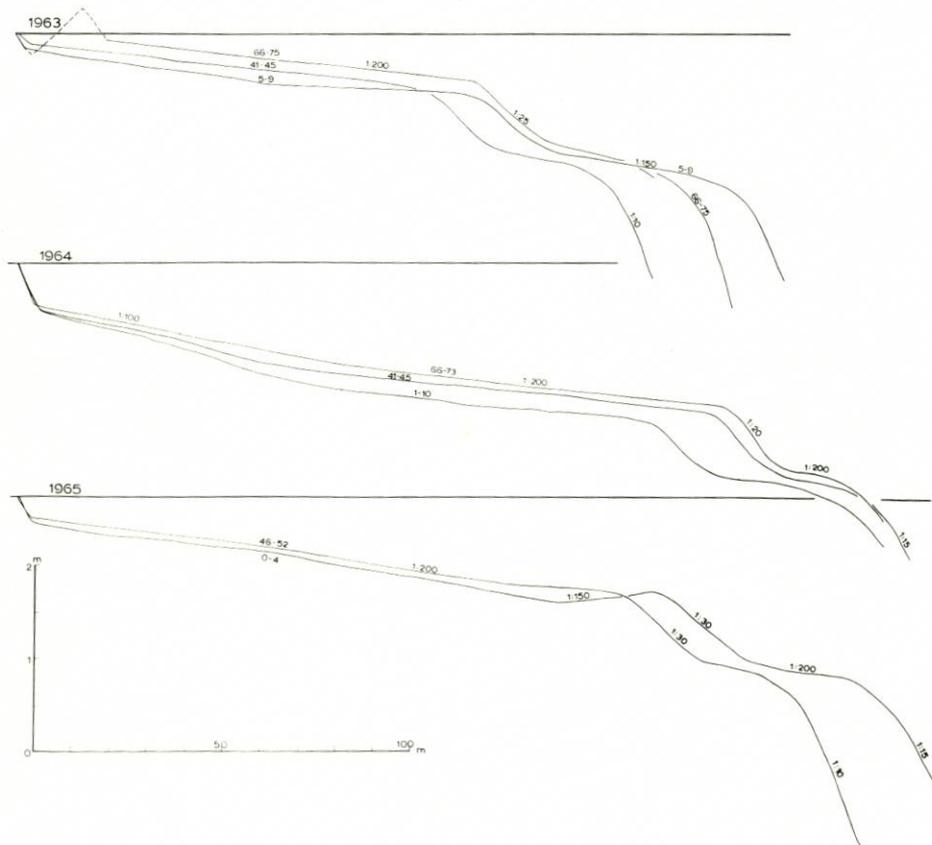


Abb. 10. Allgemeingefälle der Schorre vom Strand der Bucht von Nimislahti nach den Riffprofilen der Abb. 7, 8 und 9

Wasserspiegels verursachte Veränderung im Gesamtverlauf des Profils der Schorre ist ihre am Süden des Uferabschnittes von Nimislahti dicht bei der Böschung erscheinende geringe Verteilung, die aus den Profilen von 1964 zu ersehen ist.

## 2. Die durch die Korngröße des Materials und das Schwanken des Wasserstands bewirkte Veränderlichkeit in der Riffmorphologie

Unter den Karten, die nach den — in jedem der drei Untersuchungssommer zur Klärung der eigentlichen Riffmorphologie der Schorre — angestellten Messungen ausgearbeitet worden sind, sind folgende Profile ausgesucht worden, die typische Züge der Riffmorphologie auf den betreffenden Uferstrecken wiedergeben:

	1963	1964	1965
Ufer von Nimislahti, S-Ende	3	3	1
Ufer von Nimislahti, N-Ende	69	79	50
Ufer von Enonlahti	15	26	—

### 3. Die Wirkung der Korngröße

Über die durch die Korngröße der Bodenarten verursachten Abweichungen in der Riffmorphologie, bei gleicher Größe der außerdem auf die Bildung der Schorre einwirkenden Faktoren, läßt sich eine Auffassung gewinnen, wenn man die Profile 3 und 69 vom Jahre 1963, die Profile 3 und 79 von 1964 und die Profile 1 und 50 von 1965 paarweise miteinander vergleicht.

Unter diesen vermittelt das 1964 am Ufer von Nimislahti vermessene Profilpaar 3 und 79, auf Abbildung 11 dargestellt, zweifellos die beste Auffassung davon, auf welche Weise die Korngröße der Bodenarten die Riffbildungen beeinflusst. Dies ist darauf zurückzuführen, daß

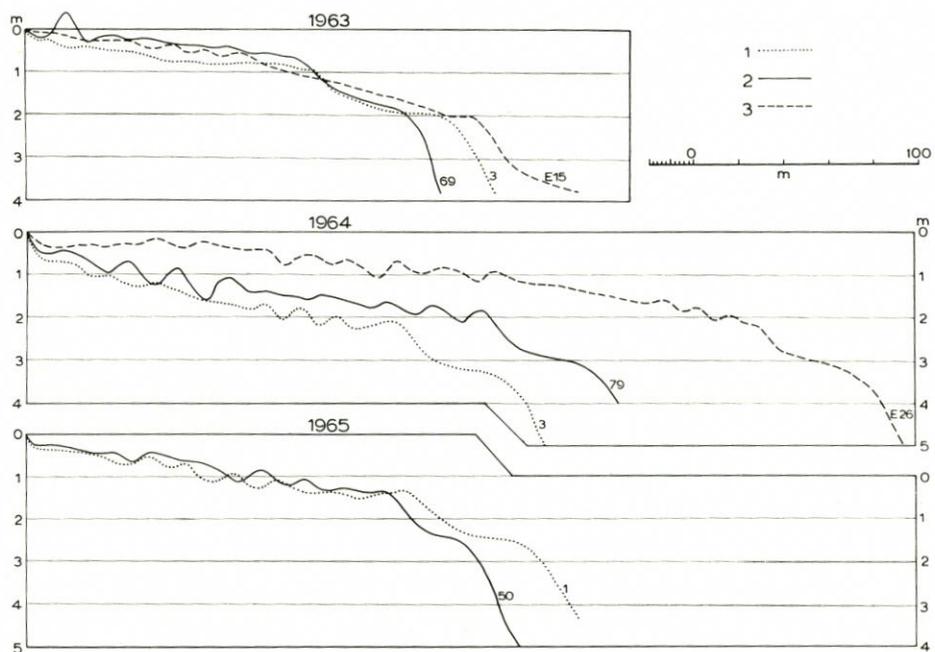


Abb. 11. Die Riffmorphologie der Küsten von Nimislahti und der Bucht Enonlahti in den J. 1963—65. 1. S-Ende, 2. N-Ende des Uferabschnittes von Nimislahti und 3. Ende der Bucht von Enonlahti. Erläuterung im Text

in dem besagten Jahr der Wasserspiegel hoch gelegen hat (s. Tabelle 3), so daß die Wirkung des Wellengangs während dieser Zeit der Untersuchungen am stärksten gewesen ist. Aus der Abbildung ist zu ersehen, daß im südlichen Teil des Ufers von Nimislahti, wo der Grobsand gröber als im nördlichen ist, nur in einer rund 2 m tiefen Zone deutliche Riffbildungen zustande gekommen sind. Am nördlichen Ende des Küstenabschnittes dagegen erstrecken sich zwei breite

Riffzonen, von denen die äußere ungefähr in gleicher Tiefe liegt wie die Riffzone des südlichen Küstenteiles, während hingegen die andere gleich von der Böschung an bis in etwa 1½ Meter Tiefe reicht. Die Riffzonen setzen seeseits gleich mit großen Riffen ein, die landwärts stufenweise kleiner werden. Sie scheinen sich somit anders anzuordnen, als es sich bei den von JOHNSEN (1961, S. 48, Anlagen 11—25 u. a.) ausgeführten Tankversuchen verhalten hat. Dort sind die Riffe im allgemeinen um so größer, je näher sie dem Brechpunkt der Wellen liegen, wobei landseits das größte Riff auftritt. Insbesondere ist auch zu beachten, daß die Riffzonen nach der Profilkarte an dieser Küste nahe der Seehalde überall ungefähr gleichartig sind. Dagegen sind in einer in flachem Wasser entstandenen Riffzone die Riffe um so deutlicher und größer, je feinkörniger die betreffende Bodenart ist. Dies erweisen im allgemeinen auch die Profile der in den Jahren 1963 und 1965 vermessenen Uferabschnitte sowie die Riffmorphologie der aus feinstem Material aufgebauten Uferstrecke von Enonlahti, ein Relief, in dem 1964 außerdem sogar Anzeichen vom Vorhandensein einer dritten, für sich bestehenden Riffzone festgestellt werden konnte.

In diesem Zusammenhang ist insbesondere zu betonen, daß bei den untersuchten Ufern des Oulujärvi die Entwicklung der Riffmorphologie bei einer aus feinerer Bodenart entstandenen Ufergestalt zu einem anderen Endergebnis führt als bei einem Ufer mit gröberer Bodenart. Im ersteren Falle sind vor dem Ufer zwei oder sogar drei Riffzonen entstanden, während bei einem aus gröberem Grobsand bestehenden Ufer nur eine deutliche Riffzone vorkommt. Ebenso kann bei den Riffzonen am nördlichen Ende des Ufers von Nimislahti festgestellt werden, daß die vor der Strandlinie gelegenen Riffe regelmäßig größer als die der äußeren Riffzone sind. Man kann annehmen, daß eine derartige Entwicklung auf verschiedene Weise vor sich gegangen ist (vgl. JOHNSON 1919, S. 37; SHEPARD 1950; REINHARD 1953, S. 39; MAGENS 1957, S. 55; GIERLOFF-EMDEN 1961, S. 47; JOHNSEN 1961, S. 5 u. a.):

1. An der Küste bestehen außer den eigentlichen Riffen kurzlebige Erosionsbildungen, die den Riffen ähneln.
2. Brecherzonen, bei denen die Riffzonen entstehen, erscheinen an der Küste an vielen Stellen, da der Wellengang sich nach Durchlaufen des Brechpunktes neu gestalten und die folgende Riffzone näher der Strandlinie hervorrufen kann.
3. Es handelt sich um Riffzonen, die in verschiedenen Jahren infolge der Schwankung des Wasserstandes in verschiedenen Niveaus aufgebaut wurden.
4. Die Riffe sind durch Wellen verschiedenen Typs und unterschiedlicher Höhe hervorgerufen und aus grobem und feinem Material auf verschiedene Weise entstanden.

Die erstgenannte dieser Entwicklungsweisen ist hier nicht erkennbar, denn im Südteil desselben Ufers, wo die Voraussetzungen für die Tätigkeit des Wassers die gleichen sind, erscheint nur eine Riffzone. Zwar könnte man annehmen, daß während der im Sommer 1964 vorgenommenen Vermessung, die vom Südteil des Ufers aus nordwärts vorgeschritten ist und etwa 3 Wochen gedauert hat, die Riffbildung sich allmählich weiter entwickelt hätte, so daß der Nordteil des Ufers nur dem Anschein nach anders als sein Südteil wäre. Dies ist jedoch offenbar nicht der Fall, denn auch die auf dem trockenen Uferteil ausgebildete Morphologie, die im Sommer 1963 vermessen worden ist, sieht am Nordende des Uferabschnittes von Nimislahti ganz anders aus. Daraus ergibt sich, daß die morphologischen Unterschiede zwischen diesen Uferabschnitten tatsächlich vorhanden sind. Ebenso scheint es möglich, daß die Entstehung zweier Riffzonen durch zwei aufeinanderfolgende Brechpunkte der Brandung verursacht ist. Das Brechen der Wellen nach dem äußersten Brechpunkt müßte jedoch schwächer als das erste sein, weil ein Teil der im Wellengang enthaltenen Energie beim Brechen zerstört wird. Aus diesem Grunde müßten die Riffe der nahe der Strandlinie gelegenen Zone kleiner als die der äußeren Riffzone sein. Doch ist der Sachverhalt umgekehrt, denn die innere Riffzone umfaßt größere Riffe als die äußere. Man muß dazu bemerken, daß auch am Süden der Uferstrecke

von Nimislahti die Voraussetzungen für die Tätigkeit des Wellengangs in bezug auf das Brechen dieselben sind wie am Nordende, so daß, wenn es sich um Riffe zweier gesonderter und aufeinanderfolgender Brecherzonen handeln sollte, sie auf der ganzen Küste durchweg gleichartig auftreten müßten. Das erweist zur Genüge, daß es sich ebensowenig um Riffe handeln kann, die in verschiedenen Jahren infolge der Schwankung des Wasserstandes in verschiedenen Niveaus entstanden wären. Dagegen ist es wahrscheinlich, daß hier ein im Typ andersartiger und in seiner Größe wechselnder Wellengang mitspielt, der vor einem aus grober Bodenart bestehenden Ufer anders beschaffene Riffe verursacht als bei feiner Korngröße.

Wie bereits oben besprochen, entsteht bei gleichem Wellengang auf den aus verschiedener Bodenart gebildeten Ufern tatsächlich eine verschiedenartige Riffmorphologie. Dies hat bereits BAGNOLD (1940—1941, S. 36, Abb. 10—11) erwiesen, der bei seinen im Wellentank ausgeführten Versuchen auf dem benutzten feinkörnigen Boden bedeutend vielgestaltigere Riffe als auf grobkörnigem hervorbrachte. Obgleich ein Vergleich zwischen den bei diesen Versuchen erzeugten und den bei Naturküsten entstandenen Riffen schwierig ist, da in der Natur keine einheitlichen Wellen vorhanden sind, sondern Wellen von mancherlei Größe und Typ die Morphologie der Schorre beeinflussen, ist es offensichtlich, daß es sich bei dem Uferaufbau von Nimislahti im Grunde gerade um diese Erscheinung handelt. Die Riffmorphologie untersteht eben am Ufer des Oulujärvi den Schwankungen der Wellengrößen und des Wasserstandes nicht so ausgeprägt, wie es sich bei Meeresküsten besonders dort zu verhalten scheint, wo die Gezeiten deutlich hervortreten (vgl. REINHARD 1953, S. 35; KRAMER 1958/59, S. 129—131 u. a.).

Zur Klarlegung der Erscheinung sind zunächst das Brechen selbst und seine Vorbedingungen zu betrachten. Das Brechen der Welle findet an der Küste dann statt, wenn sich die Welle so verkürzt und aufgesteilt hat, daß das Verhältnis zwischen Wellenhöhe (H) und -länge (L) geringer als 0,1 ist (MAGENS 1957, S. 42 u. a.). Dies geschieht nach MUNK (1949) bei den Dünungswellen dann, wenn die Tiefe des Wassers  $1,28 H$ , und bei den windbedingten Wellen, wenn sie  $1,72 H$  beträgt. Unter den am Oulujärvi bestehenden Windverhältnissen (S. 7) sind Winde von über 21 Knoten selten, so daß sie hier unbeachtet bleiben können. Unter Anwendung der von SCHISCHOFF (1952) erarbeiteten Beziehungskurve zwischen Welle und Wellenhöhe bei Windgeschwindigkeiten von 5 m/sek und 8 m/sek bzw. etwa 10 und 16 Knoten und der Streichlänge des Windes vor der Uferstrecke von Nimislahti aus Ost und Südost von rund 25 km, können sich für die Wellenhöhen sowie für die diesen entsprechenden Wassertiefen, bei denen der Wellengang zur Brandung zerschellt, folgende Werte ergeben:

Windgeschwindigkeit (m/sek)	Wellenhöhe (m)	Tiefe des Brechpunktes (m)	
		bei Dünungswellen	bei Windwellen
5	0,50	0,64	0,86
8	0,90	1,15	1,55

Aus Abbildung 8 ist zu ersehen, daß im Nordteil des Uferabschnittes von Nimislahti die äußere Riffzone seeseits in etwa 2 m und die innere in etwa 1,2—1,4 m Tiefe einsetzt. Dies weist darauf hin, daß die innere Riffzone also nahe der Tiefe liegt, in der bei ziemlich starkem Wind die Dünung brandet. Wie aus Tabelle 4 zu ersehen, haben im Juni 1964 von der offenen Seefläche her solche Winde geweht, bei denen die mit ihnen gleichzeitig aufgetretene Dünung des Wellengangs bei einer Wassertiefe von reichlich einem Meter Riffe aufzuschütten vermocht hat. Dagegen setzt die äußere Riffzone etwa einen halben Meter tiefer ein, als die Riffzone des entsprechenden Windwellengangs auf diesem Küstenabschnitt gelegen ist. Nimmt man also an, die strandlinienseitige Riffzone entstehe — wie es auch den Anschein hat — beim Aufbranden

Tabelle 4

Verteilung der Winde im Herbst 1963 und im Juni 1964 auf dem Flughafen von Kajaani

Windgeschwindigkeit (Knoten)	O	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	Zus.	
Im Herbst 1963:																			
Still	5,8																		5,8
1-3	0,4	0,3	1,5	1,0	0,5	0,7	0,3	0,5	4,4	4,4	1,8	1,4	1,0	0,4	0,7	0,3	0,4	0,4	15,6
4-6	0,7	0,5	1,8	2,6	1,1	1,9	2,6	2,1	6,9	3,3	3,3	3,6	2,0	1,8	1,5	0,5	0,3	0,3	33,2
7-10	1,1	0,5	1,15	4,0	1,5	1,1	1,9	2,2	8,5	2,3	2,3	1,9	2,2	3,8	1,9	1,6	0,3	0,3	35,9
11-16	—	—	0,1	0,3	1,0	0,4	0,3	0,3	0,4	—	—	0,3	0,7	1,1	1,5	1,3	0,4	0,4	8,1
17-21	—	—	—	—	0,3	0,3	—	—	—	—	—	—	—	0,3	0,1	0,3	—	—	1,3
22-27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,1	—	—	—	0,1
Zusammen	5,8	2,2	1,3	4,5	7,9	4,4	4,4	5,1	5,1	20,2	7,4	7,2	5,9	7,4	5,8	4,0	1,4	1,4	100,0
Im Juni 1964:																			
Still	1,7																		1,7
1-3	—	—	0,8	0,8	0,8	0,8	0,4	0,4	2,9	2,9	0,8	0,8	1,7	1,2	—	—	0,4	0,4	13,0
4-6	—	—	1,2	—	—	—	0,8	1,7	2,1	9,7	3,8	2,9	3,8	4,6	—	2,1	1,2	1,2	33,9
7-10	0,4	—	0,8	—	—	2,5	1,7	2,1	6,3	5,8	5,8	2,9	3,8	10,6	1,2	2,1	—	—	42,8
11-16	—	0,4	1,7	—	—	0,4	0,4	1,7	—	0,4	0,4	0,8	0,4	1,2	—	0,4	0,4	0,4	8,6
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Zusammen	1,7	0,4	0,4	4,5	0,8	3,7	4,5	5,5	4,6	19,3	10,9	7,4	9,7	17,6	1,2	4,6	2,0	2,0	100,0

der Dünung am Strand, so liegt die äußere Riffzone so tief, daß der windbedingte Wellengang vom Juni 1964 zu ihrem Aufbau nicht in stande gewesen wäre.

Der Sachverhalt wird jedoch verständlich, wenn auch die im Herbst 1963 unmittelbar vor der Gefrierphase des Sees bestehenden Verhältnisse in Betracht gezogen werden. Nach dem Hydrologischen Jahrbuch (Nr. 18 1963—1964, S. 53) lag der Wasserspiegel des Oulujärvi im September 1963 121,94 m, im Oktober 122,20 m und im November 122,49 m ü. d. M. Als der

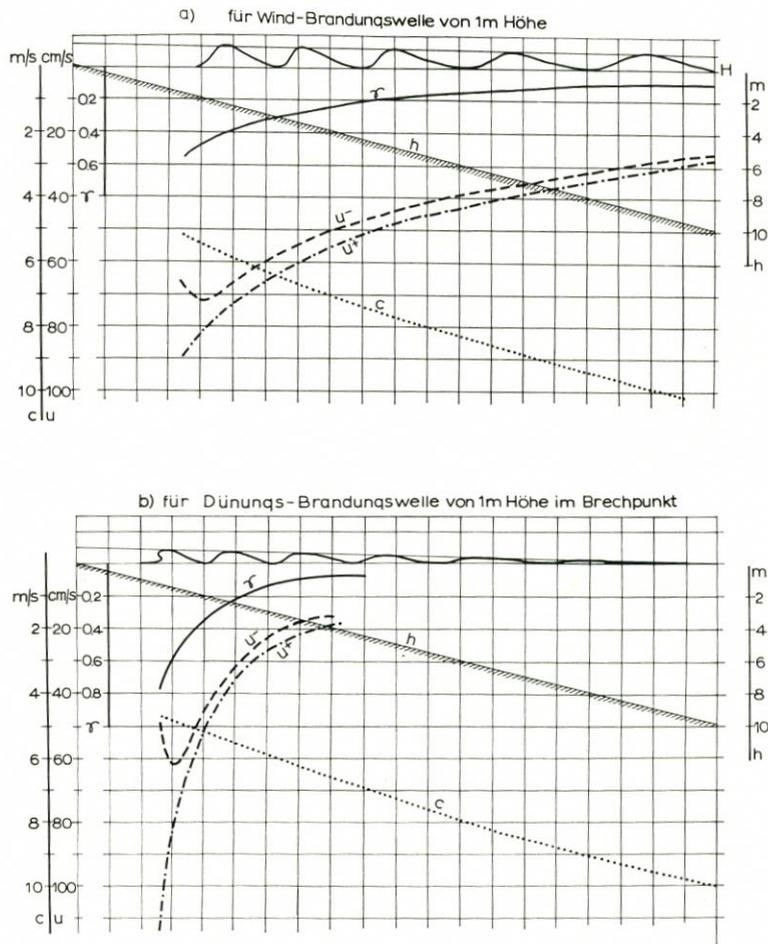


Abb. 12. Relative Wellenhöhe, Wellenfortschrittsgeschwindigkeit und maximale Orbitalgeschwindigkeit am Boden in Abhängigkeit von der Wassertiefe.  $H$  = Wellenhöhe,  $h$  = Wassertiefe,  $v$  = relative Wellenhöhe ( $H/h$ ),  $c$  = Wellenfortschrittsgeschwindigkeit,  $u^+$  = maximale aufländige und  $u^-$  = maximale abländige Orbitalgeschwindigkeit am Boden (MAGENS 1965, S. 43)

Oulujärvi im Herbst 1963 am 12. 11. (ebd. S. 86) zufror, lag der Wasserspiegel noch etwa einen halben Meter niedriger als im Juni 1964 (vgl. Tabelle 3). Somit haben unter den Windverhältnissen vom Herbst 1963, die aus Tabelle 4 zu ersehen sind, zur Zeit starken Windes in der im Juni 1964 in zwei Meter Tiefe gelegenen Zone Riffe entstehen können. Unter der Eisdicke haben sie sich den Winter über erhalten, und als der Wasserspiegel in der Abschmelzphase des Eises anstieg, gerieten sie in tiefes Wasser. Dagegen ist die dünungsbedingte Riffzone

dem Einfluß des im Juni 1964 herrschenden Wellengangs ausgesetzt gewesen, der dem Windwellengang in den Weg geratene Riffe teilweise zu zerstören, aber auch neue zu errichten vermocht hat.

Für diese Auffassung läßt sich eine Stütze aus an anderer Stelle ausgeführten Untersuchungen beibringen. Für den windbedingten Wellengang, mit dem sich oft translatorische Bewegung des Wassers in der Verlaufsrichtung des Wellengangs verbindet, sind kurze und steile Formen kennzeichnend, während hingegen die Dünungen flach und von runden Formen sind sowie, verglichen mit jenen, eine große Wellenlänge und eine große Geschwindigkeit haben. Auch vollzieht sich in ihnen keine fortschreitende Wasserbewegung, denn die resultierende Wasserbewegung über die gesamte Periode liegt nahe bei Null (DIETRICH und KALLE 1957, S. 314; MAGENS 1957, S. 50 u. a.). Wie aus Abbildung 12 (vgl. MAGENS 1957, S. 43) zu ersehen ist, bestehen zwischen Wind-Brandungswellen und Dünungs-Brandungswellen beträchtliche Unterschiede. Bei ihrer Annäherung an den Brechpunkt verlangsamen sich jene etwas schneller als diese. Danach ist die innerhalb der brandenden Welle vorhandene Zunahme der maximalen auflandigen ( $u^+$ ) und der maximalen ablandigen ( $u^-$ ) Orbitalgeschwindigkeit am Boden gerade vor dem Brechpunkt bedeutend geringer als bei der Dünungs-Brandungswelle. Bei jener liegt auch der Punkt, an dem sich der Geschwindigkeitsunterschied zwischen der positiven und negativen Orbitalkomponente deutlich ausprägt, näher dem Brechpunkt, und der Unterschied der Geschwindigkeitsgrößen bildet sich nicht so stark aus. Ferner hat JOHNSEN (1961, S. 34 u. a.) festgestellt, daß, wenn die Wellenhöhe gleich ist, die Bodenberührung bei kurzer Welle auf kürzerer Strecke als bei langer Welle stattfindet. Somit ist es offensichtlich, daß die Dünungswellen, deren Wirkung auf die Riffbildungen sich in erster Linie auf die Orbitalbewegung gründet, größere Riffe anzuhäufen vermögen als gleich hohe Wellen dann, wenn die Bodenart der Küste in bezug auf die Höhe des Wellengangs feinkörnig ist (JOHNSENS Hauptfall 1, vgl. S. 55). Dabei reißt die namentlich nahe dem Brechpunkt auftretende, schnelle Orbitalbewegung des Wassers große Mengen Bodenmaterial in den Wirbel, in dem die Bewegungsrichtung des Stoffes infolge der stark gewachsenen positiven Schwingungskomponente seawärts gerichtet ist. Dies erklärt, daß im Nordende des Uferschnittes Nimislahti, wo die Bodenart feinkörnig ist, die innere Riffzone bedeutend größere Riffe als die äußere umfaßt. Ebenfalls scheint auch darauf zu beruhen, daß im Südtel derselben Uferstrecke, wo die Bodenart etwas gröber ist, die Voraussetzungen für das Aufbauen von Riffen durch Dünungswellen bedeutend geringer sind.

So ist es wohl zu erklären, daß in den Riffzonen die äußersten, also seeseits gelegenen Riffe im allgemeinen größer als die ufernahen sind, die Anordnung somit umgekehrt zu sein scheint wie bei den von JOHNSEN (1961) bei Tankversuchen hervorgerufenen Riffreihen. Es wird nicht möglich sein, den Sachverhalt in der vorliegenden Untersuchung ausführlich zu erforschen, da an den Naturküsten keine gleichartigen reduzierten Verhältnisse hergestellt werden können wie im Laboratorium. Doch scheint es offenbar, daß die in den einzelnen Zonen anscheinend einheitlich auftretenden Riffreihen nicht das Ergebnis gleicher Entwicklung sind. Eher ist anzunehmen, daß jedes Riff ein Einzelgebilde und jeweils das größte seiner eigenen Entwicklungsreihe ist und am Brechpunkt entsteht (vgl. EVANS 1940, S. 510). Aus den Ergebnissen der von JOHNSEN (1961, Abb. 11—28) ausgeführten Tankversuche ist nämlich zu ersehen, daß, wenn die Wellenhöhe im Vergleich mit der Korngröße der Strandbodenart beträchtlich groß erscheint, das in der Brandungszone entstandene Riff bedeutend größer als die übrigen Riffe gewesen ist (vgl. auch KING 1959, S. 185—188). Ebenso verhält es sich offenbar auch bei den Naturküsten. Da die Höhe der Wellen die Tiefe des Brechpunktes bestimmt, solange es sich um Wellen gleichen Typs handelt (vgl. S. 72) und die Brandung eines niedrigen Wellengangs ein in der Brandungszone eines hohen Wellengangs entstandenes Riff nicht zu formen vermag, weil dieses

zu tief liegt, ist es offenbar, daß das zur Zeit des stärksten Windes aufgekommene Riff auf dem Unterwasserstrand so lange fortbesteht, wie der Wasserstand unverändert bleibt. Andererseits vermindert sich die Energie der Wellen in der Brandung, so daß sie nach Durchlaufen des Brechpunktes keine solche Intensität mehr hat, um diejenigen Riffe erheblich zu beeinflussen, die bei geringerer Höhe der Wellen näher dem Strande entstanden sind. Die Folge davon ist, daß in den Riffzonen die einzelnen Riffe in solcher Größenreihenfolge auftreten, daß die größten Riffe am weitesten nach außen und die kleinsten am weitesten nach innen gelegen sind, was auch im allgemeinen festgestellt worden ist (vgl. HARTNACK 1924, S. 50; EVANS 1940, S. 482, 491; REINHARD 1953, S. 28; NORRMANN 1964, S. 113 bis 114 u. a.).

In der Entwicklung, die sich beim Oulujärvi in der Riffmorphologie zur Zeit des im Sommer 1964 bestehenden Wasserstandes vollzogen zu haben scheint, lassen sich in den 1963 und 1965 vermessenen Profilkarten (Diagramm 1 und 2) keine unmittelbaren Ähnlichkeiten auffinden. Offensichtlich ist, daß wenigstens im Sommer 1963 der Wasserspiegel des Oulujärvi so niedrig gelegen hat, daß bei starkem Wind weder sein Wellengang noch seine Dünung bis zur Schorre gereicht hat, sondern daß die Brandungszone an der Seehalde aufgetreten ist. Diejenigen Riffe, die in der Profilkarte nahe der Böschung eingetragen sind, haben sich ihrerseits schon in früheren Jahren zur Hochwasserzeit gebildet und sich den Winter über unter dem Schutze der Eisdecke erhalten. Da sie im Sommer 1963 in ganz seichtem Wasser gelegen haben, hat auch der Wellengang sie nicht aufzulösen vermocht. Die kleinen Riffe, die nahe der Seehalde zu sehen sind, haben sich ebenfalls im Nordende des Uferabschnittes von Nimislahti in einer Wassertiefe von reichlich einem Meter gebildet. Offenbar sind sie durch eine dem Wellengang angeschlossene Dünung von sehr geringer Höhe zustande gekommen. Im Sommer 1965 wiederum, als sich der Wasserspiegel gegenüber seinem im vorhergehenden Sommer erreichten Stand um fast einen halben Meter gesenkt hatte, ist nach der Profilkarte des nördlichen Uferanteils von Nimislahti das äußere Riff ungefähr so tief aufgetreten, daß es durch die Brandung einer nach starkem Wind folgenden Dünung hat aufkommen können. Die durch Wind-Wellengang hervorgerufene Brandungszone selbst scheint dann an der Seehalde gelegen zu haben.

Auf der Profilkarte, die auf Grund der im Sommer 1964 im Inneren von Enonlahti angestellten Vermessungen ausgearbeitet worden ist (Diagramm 2), ist aus Profil 26 zu ersehen, daß die zwei äußersten Riffzonen seewärts in 2 m und in 1,0 bis 1,2 m Tiefe einsetzen. Da im Inneren der Bucht von Enonlahti als Ausdehnung der offenen Seefläche eine Streichlänge von 25 km anzusetzen ist, ergibt sich nach SCHISCHOFF (1952) als Tiefe des Brechpunktes des durch einen Wind von 10 cm/sek hervorgerufenen Wellengangs rund 2,2 m. Als Tiefe des Brechpunktes einer entsprechenden Dünung erhält man 1,6 m oder also, verglichen mit den Tiefenwerten der entsprechenden Riffzonen, etwas höhere Werte. Dies ist wenigstens zum Teil darauf zurückzuführen, daß der Bereich von Enonlahti vor den im Gebiet herrschenden Winden geschützt ist, denn die Häufigkeit der über 7 Knoten starken Nordostwinde der Sommer- und Herbstzeit beträgt im Mittel nur 5,0 % aller im Gebiet wehenden Winde (vgl. S. 57). Auch ist zu bemerken, daß die am Eingang der Bucht Enonlahti Säräisniemi liegende Sandbank sowie ihre Fortsetzung nach Südosten gegen Manamansalo zusammen mit der mitten in der Bucht Enonlahti gelegenen flachstrandigen Insel bewirken mögen, daß der Seegang sich nicht zu denselben Ausmaßen wie am Nordufer von Säräisniemi entwickelt.

#### 4. Die Wirkung der Schwankungen des Wasserstandes

Nach den in Modellversuchen ausgeführten Untersuchungen (vgl. JOHNSEN 1961, S. 54 bis 55) ruft der Wechsel des Wasserstandes bei unveränderten Wellengrößen ähnliche Erschei-

nungen hervor wie der Wechsel der Wellengrößen. Der erhöhte Wasserstand verschiebt das gesamte Riffprofil auf die Küste zu, während der abfallende Wasserstand eine Seewärtsverlagerung der Riffzone hervorruft.

Wie oben angeführt, lag der Wasserspiegel des Oulujärvi 1964 etwa einen Meter höher als im Sommer 1963 (vgl. Tabelle 3). Dies gab Gelegenheit, zu prüfen, auf welche Weise der Anstieg des Wasserspiegels die Morphologie der Schorre beeinflusst hat und in welchem Maße die Veränderungen den in den Wellentanks vor sich gegangenen, auf das Steigen des Wasserspiegels zurückzuführenden Wandlungen ähnlich sind. Diese sind aus Abbildung 13 zu ersehen.

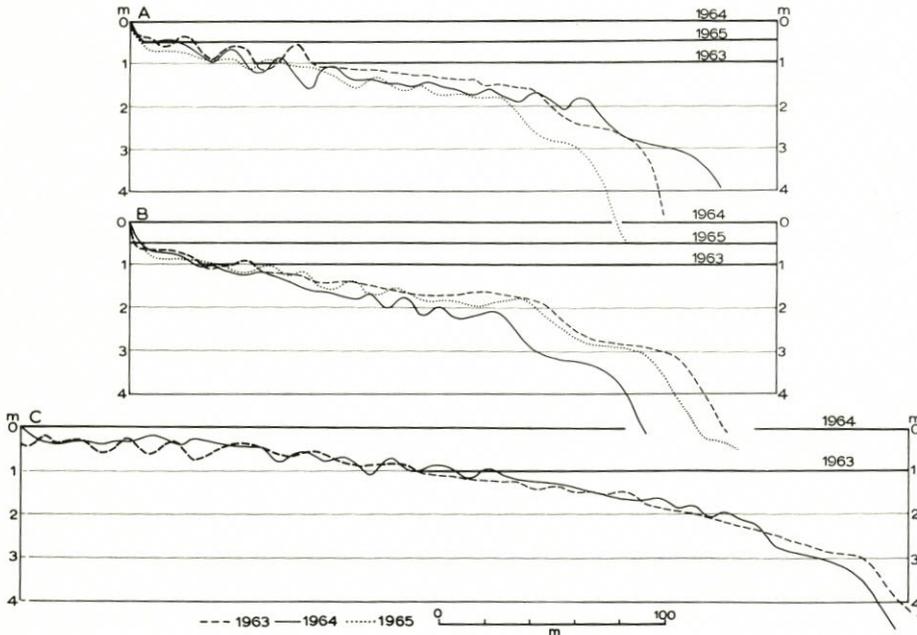


Abb. 13. Die durch das Schwanken des Wasserstandes bewirkten Veränderungen in der Riffmorphologie der Ufer von Nimislahti und am Ende der Bucht von Enonlahti in den J. 1963—65. A = S-Ende und B = N-Ende des Uferabschnittes von Nimislahti, C = Ende der Bucht Enonlahti

In der untersten Figur, die den Südtel des Uferabschnittes von Nimislahti darstellt, ist zu erkennen, daß die Schorre etwas steiler geworden ist, während sie sich infolge der Landwärtsverschiebung der Strandlinie verbreitert hat. Die wesentlichste Veränderung ist jedoch bei der Seehalde zu ersehen, denn sie hat sich beinahe 40 m landwärts verschoben. Vom Ufer ist also Material abgetragen worden. Die Ursache hierfür war offenbar eine von Süden her dem Ufer entlang verlaufende Strömung gewesen, die gewiß bei der lockeren Lagerung des Bodens am Außenrand der Schorre bewirkte, daß der nasse Strandboden namentlich bei der Seehalde Veränderungen unterworfen wurde. Dies erweisen auch die Echolotungskurven für dasselbe Gebiet (vgl. S. 58).

In der Riffmorphologie des Strandes läßt sich als eine durch das Steigen des Wasserspiegels herbeigeführte Veränderung das Entstehen einer deutlichen und regelmäßigen Riffzone nahe der Seehalde erkennen. Auch nahe der Strandlinie sind geringfügige riffartige Wallbildungen ungefähr an der Stelle entstanden, wo im Sommer 1963 ein Strandwall gelegen hat.

Aus der mittleren Figur, die den Nordteil des Strandabschnittes von Nimislahti darstellt, ist zu entnehmen, daß die Schorre nach dem Anstieg des Wasserspiegels beinahe ihre ursprüngliche Neigung beibehalten hat. Im Gegensatz zu dem Stoffverlust am Südteil des Strandes haben hier die Massen im äußersten Teil der Schorre zugenommen, wobei sich die Seehalde seewärts verlagert hat. Die Riffe lassen erkennen, daß nach dem Anstieg des Wasserspiegels eine — verglichen mit den Bildungen des Vorjahres — sehr deutliche Riffzone entstanden ist, in der, ebenso wie am Südteil des Strandes in derselben Zone, die größten Riffe am weitesten nach außen auftreten und die Riffhöhe sich nach Land zu verringert. Dasselbe kann auch in der anderen Riffzone beobachtet werden, die nahe der Strandlinie liegt. Hier sind die Riffe jedoch deutlich gleicher Art wie diejenigen, die im Sommer 1963 an derselben Stelle ganz an der Wasserlinie oder in der trockenen Zone des Strandes gelegen haben. Dies bestätigt in Übereinstimmung mit dem oben Dargestellten (vgl. S. 62), daß die im Sommer 1963 an der Strandlinie und auf dem trockenen Strandteil aufgetretenen Wallbildungen wirklich Riffformen sind, die sich nach dem Sinken des Wasserspiegels im Schutze des starken Strandseises erhalten haben und auf dem Trockenen geblieben sind. Verglichen mit den bei den Modellversuchen erhaltenen Ergebnissen kann bezüglich der Wirkung der Erhöhung des Wasserspiegels also festgestellt werden, daß auf dem Uferabschnitt von Nimislahti keine deutliche strandwärtige Verschiebung von Riffen wahrgenommen worden ist. Doch ist dies offenbar darauf zurückzuführen, daß im Sommer 1963 das Wasser so niedrig gewesen ist, daß ein Wellengang, der deutliche, bei Messungen wahrnehmbare Riffe erzeugt hat, schon an der Seehalde brandete.

Die durch das Steigen des Wasserspiegels herbeigeführten Veränderungen in der Riffmorphologie an der Bucht von Enonlahti sind auf Abbildung 13 oben dargestellt. Daraus ist zu ersehen, daß der Riffzone vom Sommer 1963, die in ziemlich flachem Wasser entstanden ist, im Sommer 1964 eine verhältnismäßig breite Riffzone entspricht, die von etwa einem halben Meter Tiefe bis in eine solche von rund 1,2 Metern reicht. Die beträchtliche Größe der Riffe bezeugt, daß sie durch Dünungsbrandung entstanden sind. Der dieser Riffbildung nebensuordnende Riffgürtel der Brandungszone des Wind-Wellengangs liegt entsprechend, wie beim Strand von Nimislahti, nahe der Seehalde. Die dritte Riffzone, gleich an der Strandlinie undeutlich wahrzunehmen, ist aus den an dieser Stelle im vorhergehenden Jahre auf dem trockenen Strandteil gelegenen deformierten Riffbildungen entstanden, die der Wellengang des seichten Wassers nur teilweise einzuebnen vermocht hat. Bei den Riffbildungen an der Bucht Enonlahti läßt sich eine durch den Anstieg des Wasserspiegels veranlaßte Verschiebung der Riffbildung gegen die Strandlinie hin erkennen, was den Ergebnissen der Modellversuche entsprechen würde.

Das Sinken des Wasserspiegels im Oulujärvi vom Sommer 1964 bis zum Sommer 1965 hat ebenfalls in der Riffmorphologie der Schorre Veränderungen verursacht. Sie sind in Abbildung 13 zu sehen. Im Südteil des Strandes läßt sich jetzt fast im ganzen Gebiet der Schorre eine starke Zunahme des Materials erkennen, und die Seehalde scheint sich um eine beträchtliche Strecke seewärts verschoben zu haben. Die am Strand entstandene Riffzone liegt jetzt ungefähr im Zwischengebiet zwischen der im vorhergehenden Jahr äußeren und der undeutlich zu erkennenden inneren Riffzone. Offenbar handelt es sich um eine auf dem Sinken des Wasserspiegels beruhende Seewärtsverschiebung der im vorhergehenden Sommer nahe der Strandlinie gelegenen Riffzone, wobei die äußere Riffzone fehlt, da die Brandung, die sie im Sommer 1964 aufgeschüttet hatte, im folgenden Sommer auf der Seehalde aufgetreten ist.

Im Nordteil des Strandes ist eine Abtragung von Material eingetreten, was daran zu erkennen ist, daß die Seehalde beträchtlich weit landwärts verschoben ist. Auf der Schorre selbst hat jedoch keine nennenswerte seitlich gerichtete Materialbewegung stattgefunden. Die auf das Sinken des Wasserspiegels zurückführende Seewärtsverschiebung der inneren Riffzone

ist in den Profilen deutlich zu erkennen, wie auch der Umstand, daß die äußere Riffzone verschwunden ist. Der Wasserspiegel hat im Sommer gar nicht so tief gelegen, daß die innere Riffzone nach dem Eisgang auch nur teilweise auf dem Trockenen gelegen hätte. Doch sind nahe der Strandlinie Reste von ihr zu sehen, da der geringe Wellengang, der in so flachem Wasser eine Brandung hervorruft, die Riffbildungen des vorausgegangenen Sommers nicht völlig zu zerstören vermocht hat.

### Zusammenfassung

Die neueren Modellversuche über Riffe zeigen, daß die Riffmorphologie der Küste durch die Tiefe des Wassers, die Höhe des Wellengangs und die Korngröße der dortigen Bodenart bestimmt wird. Desgleichen hat sich herausgestellt, daß sowohl bei hohem Wellengang und grobem Material als auch bei niedrigem Wellengang und feinkörnigem Material die Entwicklung der Schorrenmorphologie gleichartig ist. Die Ergebnisse der an den Ufern des Oulujärvi 1963—1965 ausgeführten Untersuchungen scheinen gleichartig mit diesen Resultaten zu sein. Dazu hat man beobachtet, daß an den Ufern mit gleicher Wellenhöhe und gleicher Wassertiefe ein aus feinkörniger Bodenart bestehender Strand eine vielgestaltigere Riffmorphologie zeigt als ein solcher mit gröberer Bodenart. In jenem Fall sind am Strand zwei getrennte Riffzonen entstanden, in diesem hingegen nur eine. Ebenso ist erkannt worden, daß bei einem aus feinkörniger Bodenart bestehendem Strand die innere Riffzone größere Riffe zeigt als die äußere. In allen Riffzonen sind die Riffe ihrer Größe nach so angeordnet, daß die größten am weitesten außen und die kleinsten am weitesten innen auftreten, während sich bei Modellversuchen eine entgegengesetzte Anordnung der Riffserien ergab.

Offenbar sind bei dem aus feinkörnigem Boden zusammengesetzten Strand die zwei Riffzonen auf die Weise entstanden, daß die äußere durch Windwellengang und die innere durch die auf sie folgende Dünung aufgeschüttet worden ist. Dies liegt daran, daß die Dünungswellen in bedeutend flacherem Wasser brechen als Windwellen. Da die Dünungswellen außerdem vorwiegend durch Orbitalbewegung des Wassers entstehen, vermögen sie in reichlichem Maße namentlich feinkörnigen Boden zu verfrachten und dadurch Riffe aufzubauen, die größer sind als die durch Windwellen angehäuften. Daß in den Riffzonen die äußersten Riffe größer als die inneren sind, ist darauf zurückgeführt worden, daß die einheitlich scheinenden Riffreihen in Wirklichkeit nicht das Ergebnis gleicher Entwicklung sind. Es ist anzunehmen, daß jedes Riff das größte Riff seiner eigenen Entwicklungsreihe ist, das sich neben der Brandungsstelle aufgebaut hat. Das äußerste Riff ist dabei stets das durch den stärksten Wellengang hervorgerufene, und die darauffolgenden Riffe sind die in der Brandung immer schwächeren Wellengangs entstandenen, die im allgemeinen nicht vernichtet werden, weil sich seine Kraft in der Brandung erschöpft.

Der im Jahre 1964 vor sich gegangene Anstieg des Wasserspiegels im Oulujärvi hat keine strandwärtige Verschiebung von Riffen bewirkt, wie es bei Modellversuchen geschehen ist. Dies mag darauf zurückzuführen sein, daß der Wasserspiegel 1963 so niedrig gelegen hat, daß der Wellengang nicht imstande gewesen ist, auf der Schorre deutliche Riffe zu bilden. Dagegen scheinen sich bei sinkendem Wasserspiegel im Jahre 1965 die Riffzonen seewärts verschoben zu haben, wobei die äußere Riffzone verschwunden ist.

### Schriftenverzeichnis

- BAGNOLD, R. A., 1940—1941: Beach formation by waves; Some model experiments in a wave tank. — Journ. of the Institution of Civil Engineers. No. 1/1940/41, Paper No. 5237.

- BASCOM, WILLARD N., 1951: The relationship between sand size and beach-face slope. — Transactions, Amer. Geophysical Union, Vol. 32, No. 6.
- DAVIDSSON, JAN, 1963: Littoral processes and morphology of Scandian Flat-Coasts. — Lund Stud. in Geography, Ser. A, Nr. 23.
- DIETRICH, G., — KALLE, K., 1957: Allgemeine Meereskunde, Berlin. Encyclopaedia Fennica 1963, Bd. 6. Helsinki.
- ENGELS, H., 1923: Handbuch des Wasserbaues für das Studium und die Praxis, Bd. I, 3. Aufl., Leipzig.
- EVANS, O. F., 1940: The low and ball of the eastern shore of Lake Michigan. — Journ. of Geology 1940 Nr. 5.
- GIERLOFF-EMDEN, H. G., 1961: Luftbild und Küstengeographie am Beispiel der deutschen Nordseeküste. Bad Godesberg.
- GILBERT, G. K., 1885: The topographic features of lake shores. — U.S. Geol. Survey 5th Ann. Rep.
- HARTNACK, W., 1924: Über Sandriffe. — Jahrbuch Pomm. Geogr. Ges. 40—42, Greifswald.
- HJULSTRÖM, F., 1935: Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fyris. — Bull. Geol. Inst. Uppsala, Vol. XXV.
- Hydrologisches Jahrbuch 1963—1964 (Hydrologinen Vuosikirja 1963—1964). Helsinki.
- JOHNSON, R., 1961: Wechselbeziehungen zwischen der Welle und dem strandnahen Unterwasserhang. — Veröff. d. Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau Nr. 9.
- JOHNSON, DOUGLAS, 1919: Shore processes and shoreline development, New York.
- KEULEGAN, G., 1948: An experimental study of submarine sand bars. Beach Erosion Board, Chief of Engineers, Technical Report No. 3, 1948.
- KING, CUCHLAINE, A. M., 1959: Beaches and Coasts, London.
- KÖRNER, BURGHARD, 1955: Die Sinkstoffe der Küstengewässer. Die Küste, Jg. 4/1955.
- KRAMER, JOHANN, 1958/59: Die Strandaufspülung Norderney 1951—1952 und ein Plan zu ihrer Fortführung. — Die Küste, Jg. 7, 1958/1959.
- LEIVISKÄ, IIVARI, 1913: Über den See Oulujärvi und seine Uferformen. — Ann. Acad. Scient. Fenn., Ser. A III, 12.
- MAGENS, CLAUS, 1957: Brandungsuntersuchungen von Fehmarn und Nordwagrien. — Die Küste, Jg. 6, H. 1, 1957.
- MAULL, O., 1938: Geomorphologie, Leipzig.
- MUNK, W. H., 1949: The solitary wave theorie and its application to surf problems. — Annals of the New York Academy of Sciences. Vol. 51, 1949.
- NORRMANN, JOHN O., 1964: Lake Vättern. — Investigations on shore and bottom morphology. — Medd. från Uppsala Universitets Geografiska Institution, Ser. A, Nr. 194.
- OKKO, VEIKKO, 1949: Brander's Data of the Littorina Shore-Line in North- and Middle Ostrobothnia. — Bull. Comm. Geol. de Finlande No. 144:14.
- REINHARD, HEINRICH, 1953: Der Bock, Entwicklung einer Sandbank zur neuen Ostsee-Insel. — Ergänzungsheft Nr. 251 zu „Peterm. Geogr. Mitt.“
- RENQVIST, HENRIK, 1951: Sisävedet — Fennia 72.
- SAURAMO, MATTI, 1927: Suomen geologinen yleiskartta, Lehti C 4, Kajaani.
- SCHISCHOFF, N. D., 1952: Über die Streichlänge der Windwellen. — Meteorologie und Hydrologie Nr. 10, Verlag d. UdSSR.
- SCHOU, AXEL, 1945: Det marine forland. Summary: The marine foreland. — Folia Geogr. Danica, Tom. IV.
- SCHÜTZE, H., 1939: Kliffe, Strand und Riffe der Südküste der Eckernförder Bucht (Ostsee). — Geol. d. Meere und Binnengewässer, Bd. 3, Berlin.
- SHEPARD, F. P., 1950: Longshore-bars and longshore-troughs. Techn. Memorandum 15, Beach Erosion Board, Chief of Engineers 1950.
- SIMONEN, AHTI, 1960: Pre-quaternary rocks in Finland. — Atlas of Finland. Helsinki.
- SUNDBORG, ÅKE, 1956: The River Klaraälven. A study of fluvial processes. — Geografiska Annaler 38.
- STEVENSON, TH., 1874: The design and construction of harbours, Edinburg.
- VARJO UUNO, 1964: Über finnische Küsten und ihre Entstehung, Fennia 91, Nr. 2.
- VENHO, S. N., 1960: The yearly distribution of wind. — Atlas of Finland, map 1/6.
- WIRTZ, D., 1949: Die Beziehungen zwischen submariner Abtragung und Sandwanderung an der Küste Pommerns. Mitt. Geol. Staatsinst. Hamburg, H. 18.
- VOLLBRECHT, K., 1957: Aufbau, Veränderlichkeit und Auflösung von Sandriffen. Geologie 6, H. 8.

# Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und Empfehlungen für ihre Nutzenanwendung beim Seedeichbau\*

Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Technisch-Wissenschaftlicher Beirat

## Inhalt

I. Veranlassung . . . . .	81
II. Die Sturmfluten von 1949, 1953 und 1962 an der südlichen Nordseeküste aus deichbau- technischer Sicht . . . . .	83
III. Maßgebende Sturmfluterscheinungen für die Bemessung der Seedeichhöhen	
A. Allgemeines . . . . .	86
B. Seegang im Vorfeld des Seedeiches . . . . .	86
C. Wellenbewegung am Seedeich . . . . .	88
D. Der für die Bemessung der Seedeichhöhe maßgebende Sturmflutwasserstand . . . . .	90
1. Bisherige Verfahren für die Bestimmung eines Bemessungswasserstandes . . . . .	90
2. Neue Vorschläge für Bemessungsverfahren . . . . .	97
IV. Empfehlungen für die Bemessung der Seedeichhöhen . . . . .	98
V. Schrifttum . . . . .	101

## I. Veranlassung

Die Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ des Küstenausschusses Nord- und Ostsee war in ihrem 19jährigen Bestehen (1950 bis 1968) mehrmals vor die Aufgabe gestellt worden, den Ablauf und die Auswirkungen schwerer Sturmfluten zu untersuchen und aus den Ergebnissen Folgerungen für den Seedeichbau an der deutschen Nordseeküste zu ziehen. Hierbei handelte es sich in erster Linie um folgende Sturmfluten:

Sturmflut vom 9./10. Februar 1949: Diese Sturmflut, die kurz vor der Einsetzung der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ (im Frühjahr 1950) eingetreten war, hatte wegen ihres ungewöhnlichen Verlaufs die Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes Schleswig-Holstein veranlaßt, eine eingehende Untersuchung über die Sturmfluten an der Westküste von Schleswig-Holstein durch ihre Landesstelle für Gewässerkunde vornehmen zu lassen. Der von dem mit dieser Untersuchung beauftragten Regierungsbaurat SCHELLING am 1. 3. 1950 erstattete Bericht „Die Sturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins unter Berücksichtigung der Verhältnisse am Pegel Husum“ wurde dem Küstenausschuß Nord- und Ostsee mit der Bitte übergeben, zu den Untersuchungsergebnissen durch die Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ kritisch Stellung nehmen zu lassen. Zu Beginn des Jahres 1951 wurde die Stellungnahme der Arbeitsgruppe der Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes Schleswig-Holstein zugestellt; sie ist bisher nicht veröffentlicht worden. Der Bericht von SCHELLING ist nach seinem Tode (12. 2. 1951) in der Zeitschrift „Die Küste“ erschienen (37).

Die Hollandflut vom 1. Februar 1953 brachte für die Arbeitsgruppe „Sturmfluten“

\*) Bericht aus dem Fachgebiet „Wissenschaftliche Untersuchungen im Küstengebiet“ des Technisch-Wissenschaftlichen Beirats im Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Obmann Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. W. HENSEN.

eine besonders umfangreiche Untersuchungsarbeit, nachdem die Länder Schleswig-Holstein und Niedersachsen den Küstenausschuß Nord- und Ostsee beauftragt hatten, zu prüfen, ob und welche Folgerungen für den deutschen Seedeichbau aus jener verheerenden Sturmflut gezogen werden müssen. Für diese wichtige Aufgabe bildete der Küstenausschuß Nord- und Ostsee am 6. 3. 1953 eine Sonderarbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“. In zwei Bereisungen in das von der Sturmflut betroffene niederländische Küstengebiet durch Mitglieder der Sonderarbeitsgruppe wurden die Sturmflutschäden an Ort und Stelle besichtigt (10 und 16). Nach Auswertung des umfangreichen niederländischen Schrifttums über diese Sturmflut, der Manuskripte (9) und (31), der Berichte über die erwähnten Bereisungen und der im Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover inzwischen ausgeführten Modellversuche (5) erstattete die Sonderarbeitsgruppe am 11. 3. 1954 ihre Empfehlungen über die Bemessungswasserstände für Seedeiche (18).

Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 hatte die deutsche Küste, besonders das Elbe-Gebiet, schwer betroffen. Über die umfangreichen Schäden an den Küstenschutzwerken haben die Küstenländer Schleswig-Holstein, Niedersachsen, Hamburg und Bremen eingehend berichtet (21). Eine Zusammenstellung des über diese Sturmflut entstandenen Schrifttums ist in der Zeitschrift „Die Küste“ veröffentlicht (29).

Unmittelbar nach dieser schweren Sturmflut sind vom Küstenausschuß Nord- und Ostsee zwei Sonderarbeitsgruppen gebildet worden, die mit der Aufgabe betraut wurden, die Folgerungen aus den Sturmflutschäden für den künftigen Küsten- und Inselnschutz zu ziehen.

Die Sonderarbeitsgruppe „Sturmfluten“ (Leitung Professor Dr.-Ing. W. HENSEN) hatte folgende Aufgaben übertragen erhalten:

Untersuchung

der Ursachen und des Ablaufs der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962, des Eintritts und Ablaufs künftiger Sturmfluten als Maßstab für die Höhe der Küstenschutzbauwerke und Bauwerksanlagen, des Einflusses weiterer Ausbauten an Tideflüssen sowie der Errichtung weiterer Sperrwerke an Tideflüssen.

Die Sonderarbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“ (Leitung Regierungsdirektor Dr.-Ing. K. LÜDERS) sollte Empfehlungen über die konstruktive Gestaltung der Deiche bearbeiten und die Größe der auftretenden Angriffskräfte, die Beschaffenheit des Deichuntergrundes, Sicherungsfragen und Baustoffeignung im Seedeichbau untersuchen.

Auf der 4. Arbeitstagung des Gesamtausschusses Nord- und Ostsee am 26. November 1965 in Hamburg ist über den Stand der Arbeiten der beiden Sonderarbeitsgruppen berichtet worden (7 und 28). Die bis dahin erarbeiteten Ergebnisse wurden in der Zeitschrift „Die Küste“ veröffentlicht (22 und 23).

Beim Wechsel im Vorsitz des Küstenausschusses Nord- und Ostsee nach der erwähnten Tagung des Gesamtausschusses wurde bereits auf eine beabsichtigte Umorganisation des Arbeitsausschusses hingewiesen (1). Die hierüber im Verwaltungsausschuß geführten Besprechungen ergaben die Zweckmäßigkeit, den bisherigen Arbeitsausschuß durch einen technisch-wissenschaftlichen Beirat zu ersetzen, dessen Mitglieder (Obmänner) die Federführung bei der Bearbeitung der an den Küstenausschuß gerichteten Fachfragen übernehmen. Durch diese Regelung wurde die Tätigkeit aller bisherigen Arbeitsgruppen zunächst eingestellt. Die Weiterführung der noch unvollendet gebliebenen und die Einleitung neuer Arbeiten obliegt nunmehr den Obmännern des „Technisch-Wissenschaftlichen Beirats“ (TWB).

Der TWB konstituierte sich am 6. Juni 1967 in Hamburg. Auf dieser Sitzung wurde vom Leiter der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ vorgetragen, daß die Arbeitsgruppe über die Grundlagen zur Ermittlung eines Bemessungswertes für die Seedeiche keine einheitliche Auf-

fassung habe erreichen können. Die Ursache liege im wesentlichen darin, daß die Wissenschaft noch nicht in der Lage ist, ausreichende Unterlagen für das gesteckte Ziel zu liefern. Bis dies möglich sein wird, können noch viele Jahre vergehen. Um aber die bisher gewonnenen Untersuchungsergebnisse möglichst bald dem praktischen Seedeichbau zur Verfügung zu stellen, sei beabsichtigt, sie von einem dazu neu zu bildenden Arbeitskreis für die Praxis auswerten zu lassen.

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. W. HENSEN, Hannover,  
Reg.-Baudirektor i. R. C. HENSEN, Kiel,  
Reg.-Direktor a. D. Dr.-Ing. K. LÜDERS, Hannover,  
Reg.-Baudirektor Dr.-Ing. M. PETERSEN, Kiel.

## II. Die Sturmfluten von 1949, 1953 und 1962 an der südlichen Nordseeküste aus deichbautechnischer Sicht

Jede dieser drei Orkanfluten hatte an den Küsten der Nordsee Wirkungen gehabt, die dort bisher noch nicht beobachtet worden waren und die zu neuen Bemessungen der deutschen Seedeiche geführt hatten.

Die Sturmflut vom 9./10. Februar 1949 verlief an der gesamten Westküste von Schleswig-Holstein insofern ungewöhnlich, als ihr Scheitelwasserstand (HThw) zeitlich mit dem vorausberechneten Tideniedrigwasser (MTnw) zusammenfiel, wodurch sich außergewöhnlich hohe Windstauwerte von stellenweise mehr als 5 m ergaben. Den größten Windstau verzeichnete die Pegelstation Husum mit 5,70 m; ein solcher Wert war bisher an der Westküste noch niemals beobachtet worden.

Für die Bemessung der Seedeichhöhen war es von großer Bedeutung, zu untersuchen, ob ähnlich hohe Windstauwerte auch bei einem zeitlichen Zusammentreffen des Sturmflutscheitelwasserstandes mit dem vorausberechneten Tidehochwasser möglich seien. Die von SCHELLING (37) ausgeführten diesbezüglichen Untersuchungen haben für den Pegel Husum u. a. ergeben.

„daß bei orkanartigen Stürmen westlicher Richtung mit mittleren Geschwindigkeiten von etwa 32 m/s und bei wirksamster Überlagerung von Windflut und Gestirnsflut mit einem größten Windstau von etwa 4,0 m über HW und mit einem Höchstwasserstand von etwa 1050 cm a. P. = 5,50 m NN gerechnet werden muß“.

Ob dieser Höchstwasserstand künftig noch überschritten werden kann, darüber ist jedoch von SCHELLING kein abschließendes Urteil gefällt worden, weil die hierfür notwendigen meteorologischen und hydromechanischen Zusammenhänge noch unbekannt waren; sie sind es auch heute noch. SCHELLING empfahl, für Husum einen vorläufigen Bemessungswasserstand von NN + 5,50 m für die Bestimmung der Seedeichhöhe anzuwenden.

Die Hollandflut vom 1. Februar 1953 hatte sich in der westlichen und südwestlichen Nordsee, besonders an den Küsten von Südost-England, Belgien und vor allem der Niederlande verheerend ausgewirkt. Diese Orkanflut wurde durch das Zusammenwirken eines recht hohen, astronomisch bedingten Hochwassers mit einem sehr hohen Anstieg des Meeresspiegels hervorgerufen, der sich überwiegend aus den außerordentlich starken Winden über der Nordsee und ihren nördlichen Zugängen ergab (2).

Der Orkan übte seinen verhängnisvollen Einfluß auf das westliche Gebiet der Nordsee vor allem wegen seiner Dauer von 24 Stunden und im begrenzten Seegebiet der südwestlichen Nordsee sogar von 30 Stunden aus. Nach TOMCZAK (39) hatte es in den Niederlanden seit dem Beginn systematischer meteorologischer Beobachtungen im Jahre 1898 noch keinen Sturm mit Windstärke 9 Bft. oder mehr von längerer Dauer als 12 Stunden gegeben. Durch den

Orkan wurde in der gesamten Nordsee eine südliche Strömung hervorgerufen, die beim Auftreffen auf die Küsten der südwestlichen Nordsee einen Anstau und damit ein Steigen des Wasserstandes hervorrief. Der Windstau bei Hoek van Holland wurde mit 3,28 m beobachtet. Der über der Nordsee tobende Orkan warf zudem einen Seegang von bisher selten erreichtem Ausmaß auf. In der freien See der nördlichen und mittleren Nordsee wurden Wellenhöhen bis zu 9 m mit Perioden von 8 bis 10 Sekunden beobachtet; vor der holländischen Küste wurden mit etwa gleicher Periode Höhen von 6 bis 7 m gemessen.

Die bei dieser Orkanflut erstmalig beobachteten, für die Nordseeküsten außergewöhnlichen Sturmfluterscheinungen gaben, obgleich die deutsche Nordseeküste nicht unmittelbar betroffen worden war, Veranlassung, die für die bisherige Bemessung der deutschen Seedeiche maßgebenden Sturmfluthöhen und Wellenaufaufwerte zu überprüfen (9, 18, 19, 31).

Die sehr schwere Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 lag mit ihrem Schwerpunkt über der gesamten Deutschen Bucht (35). Entlang der deutschen Küste wurden die bisher gültigen höchsten Tidehochwasser (HHThw) zwischen Wangerooge und den Nordfriesischen Inseln fast überall überschritten (34). Diese außergewöhnlich hohen Wasserstände sind eingetreten, obwohl die mittlere Windgeschwindigkeit in der Deutschen Bucht mit 23,4 m/s keinen Größtwert darstellte. Von anderen sturmflutzerzeugenden Stürmen sind schon wesentlich höhere mittlere Windstärken beobachtet worden, z. B. bei der Sturmflut vom 10. Februar 1949 mittlere Geschwindigkeiten von 30 m/s (7). Somit hat die Februar-Sturmflut 1962 erwiesen, daß außergewöhnlich hohe Wasserstände auch dann eintreten können, wenn die Windstärke in der Deutschen Bucht keine Größtwerte erreicht.

Neben der Stärke und Richtung des Sturmes müssen als für die Sturmflut 1962 maßgebende meteorologische Faktoren seine große Böigkeit, seine lange Dauer und die große Ausdehnung sowie die Einheitlichkeit des Sturmfeldes angesehen werden (7, 36).

Durch diese Windverhältnisse allein können jedoch die eingetretenen extremen Wasserstände an der deutschen Nordseeküste (in der Elbe bei Schulau erreichten sie einen Größtwert

Tabelle 1  
Wasserstände an den deutschen Küstenpegeln

Pegel	MThw 1951/60	HHThw bis 1961	Spalte 3 bis Spalte 2	HThw 16./17. 2. 1962	Spalte 5 bis Spalte 2	Spalte 5 bis Spalte 3
1	2	3	4	5	6	7
List	569	854 (1916)	+ 285	865	+ 296	+ 11
Husum	648	1009 (1916)	+ 351	1021	+ 373	+ 12
Tönning	651	1002 (1825)	+ 351	1021	+ 370	+ 19
Büsum	646	1005 (1825)	+ 359	994	+ 348	- 11
Cuxhaven	638	966 (1825)	+ 328	996	+ 358	+ 30
Bremerhaven	664	1004 (1825)	+ 340	1035	+ 371	+ 21
Wilhelmshaven	665	1006 (1825)	+ 341	1022	+ 357	+ 16
Norderney	611	896 (1906)	+ 285	912	+ 301	+ 5
Emden	631	1018 (1906)	+ 387	976	+ 345	- 42
Borkum	594	882 (1906)	+ 288	882	+ 288	± 0
Helgoland	577	801 (1936)	+ 224	(860)	+ 283	+ 59

Zu Ziff. 2 und 3: Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch — Küstengebiet der Nord- und Ostsee 1961 (1962).

Zu Ziff. 5: Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch — Küstengebiet der Nord- und Ostsee 1962 (1963) — Das HHThw 1825 wurde in Büsum und Emden nicht erreicht.

von 4,30 m über MThw) (34) nicht erklärt werden. So hat das Einlaufen einer 90 cm hohen Fernwelle aus dem Atlantik in die Nordsee wesentlich zur Erzeugung der Maximalwerte beigetragen (14).

Wenngleich die auf Grund der Erfahrungen aus den schweren Sturmfluten von 1949 und 1953 für die Festsetzung der Seedeichhöhen abgeleiteten Bemessungswasserstände an der deutschen Nordseeküste an keiner Stelle von den Scheitelwasserständen der Februar-Sturmflut 1962 erreicht oder überschritten wurden [Tab. 1 u. 2, (7, 21, 28)], war es notwendig, die Frage, ob die bis dahin angewendeten Bemessungswerte weiterhin als ausreichend angesehen werden können, nochmals eingehend zu prüfen (11, 12, 13, 22, 23, 33).

Tabelle 2

## Wasserstände und Bestickhöhen der Deiche

Bezeichnung	MThw	HHThw	Bemessungs- wasserstand cm am Pegel	Bestickhöhe des Deiches cm am Pegel	Bemerkungen
	cm am Pegel	cm am Pegel			
List/Sylt	571	865	930	—	
Hörnum/Sylt	582	882	950	—	
Südwesthörn	616	946*	1020	1260	* durch Bezug ermittelt
Wittdün/Amrum	607	914	950	1130	
Wyk/Föhr	613	931	990	1190	
Schlüttsiel	638	955	1040	1280	
Arlauschleuse	643	1000	1065	1300	
Pellworm	631	950	1030	1240	
Strucklahnungshörn	639	974	1050	1350	
Husum	649	1021	1080	1300	* durch Bezug ermittelt
Tetenbüllspieker	644	985	1050	1350	
Tönning	651	1021*	1060	1250	
Friedrichstadt	660	1035	1180	1230	} künftig 2. Deichlinie
Nordfeld	661	1050	1180	1230	
Hedwigenkoog	646	992	1030	1340	
Büsum	648	1005	1030	1320	
Wöhrden	657	1015	1030	1220	} künftig 2. Deichlinie
Meldorf	658	1029	1050	1380	
Barlt	659	1042	1050	1380	
Friedrichskoog	643	1002	1030	1380	
Cuxhaven	640	996	1046	1290	
Spieka-Neufeld	645	996	1046	1200	
Blexen	652	1035	1085	1280	
Fedderwardersiel	654	1025	1075	1230	
Eckwarderhörn	665	1013	1082	1340	
Schweiburg	669	1075	1144	1360	
Wilhelmshaven	667	1022	1077	1210	
Hooksiel	633	965	1034	1230	
Schillighörn	625	953	1017	1280	
Harlesiel	636	963	1027	1180	
Neuharlingersiel	633	981	1041	1240	
Bensersiel	632	977	1041	1200	
Ackungersiel	626	1000	1050	1230	
Norddeich	615	969	1038	1280	
Leybucht siel	623	984	1034	1280	
Knock	621	996	1060	1300	
Emden	631	1018	1082	1300	
Pogum	636	1024	1088	1350	

### III. Maßgebende Sturmfluterscheinungen für die Bemessung der Seedeichhöhen

#### A. Allgemeines

Bei Sturmflut werden die Seedeiche vor allem durch hohe Wasserstände, Wellenauflauf und Wellenüberschlag sowie Brecherstoß der Wellen auf die Außenböschung beansprucht. Die Wasserstandshöhe bewirkt je nach Höhe und Zeitdauer eine temporäre Durchfeuchtung des Deichkörpers, wodurch dessen Festigkeit verändert werden kann. Vom jeweiligen Wasserstand am Deich ist ferner die Größe des Wellenauflaufes und -überschlages abhängig. Die Größe der Wellenbewegung am Deich und die Stärke des Brandungsstoßes werden von den Seegangselementen im Vorfeld des Deiches gesteuert. Die dort herrschende Wellenhöhe, -länge, -periode und -richtung ist — außer von den aus der offenen See anlaufenden Wellen — abhängig von der Windgeschwindigkeit, der Windrichtung und der im Vorfeld des Deiches bestehenden Morphologie des Geländes (Grünland, Watt, vorgelagerte Inseln oder Sandbänke).

Die genannten Sturmfluterscheinungen sind miteinander eng verflochten; zum Teil verstärken sie sich, zum Teil vermindern sie sich gegenseitig. Hierin liegt die Schwierigkeit, die Wirkungen der einzelnen Erscheinungen im Ablauf einer Sturmflut zu analysieren. Dies ist offenbar bisher der Grund dafür gewesen, daß Folgerungen aus Sturmflutschäden für eine grundlegende Verbesserung von Seedeichprofilen nur zögernd erreicht werden konnten.

Welche deichbautechnischen Erkenntnisse aus den Untersuchungen über die schweren Sturmfluten von 1949, 1953 und 1962 durch die Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ gewonnen werden können, soll nachstehend dargelegt werden.

#### B. Seegang im Vorfeld des Seedeiches

Vor der Sturmflut vom 9./10. Februar 1949 sind die Seegangsverhältnisse im Vorfeld des Seedeiches und die hieraus zu ziehenden Folgerungen für die Bemessung der Seedeiche kaum beachtet worden. Es wurden zwar bei notwendigen Deichverstärkungen zwecks Verminderung der Wellenstoßwirkung auf die Deichböschung teilweise flachere Außenböschungen angeordnet, in der Hauptsache widmete man aber der Deichhöhe größere Aufmerksamkeit. Mußte diese vergrößert werden, dann erhöhte man vielfach die Deichkappe, ohne den Deichkörper selbst zu verändern. Die somit entstehenden steilen Böschungen im oberen Bereich des Deiches führten naturgemäß zu verstärktem Wellenstoß.

Die nach der Sturmflut 1949 von SCHELLING bearbeitete Untersuchung der Sturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins (37) befaßte sich auch noch nicht mit den Seegangsverhältnissen im Vorfeld des Seedeiches und mit ihrem Einfluß auf das Deichprofil. In der Stellungnahme der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ zum SCHELLINGSchen Bericht wurde gleichfalls auf die Seegangsverhältnisse in Beziehung zur Profilgestaltung der Seedeiche nicht eingegangen.

Erst die Sturmflut vom 1. Februar 1953 (Hollandflut) gab den Anstoß, die Auswirkungen des Seeganges im Deichvorfeld auf die Seedeiche zu erörtern. Gelegentlich der beiden Bereisungen von Mitgliedern der Arbeitsgruppe „Sturmfluten vom 1. Februar 1953“ in das niederländische Katastrophengebiet im Juli und Dezember 1953 wurden diese Fragen angeschnitten. HUNDT (10) berichtete:

„... Im übrigen waren über Wellenhöhen auf See und zwischen den Inseln und über den Wellenauflauf an den Deichen weder eindeutige Beobachtungen noch abgeschlossene Vorstellungen zu erfahren. Unsere Gastgeber beschränkten sich auf den Hinweis auf die laufenden Ermittlungen und die Versuche im Delfter Laboratorium.“

Auf Grund eigener Überlegungen kommt HUNDT zu dem Ergebnis, daß bei Luv-Deichen flache Vorlandtiefen (Wassertiefe auf 0,5 km vor dem Deich weniger als 8 m bei HHThw 1953) einen dämpfenden Einfluß auf die Wellenbewegung am Deich hatten; große Vorlandtiefen (mehr als 8 m) dagegen hatten erhöhte Wellenbewegung am Deich zur Folge. Hierbei spielt die verfügbare Streichlänge des Windes in Richtung des Sturmsektors offenbar keine ausschlaggebende Rolle auf den Wellenangriff am Deich. Die sturmabgewandten Deiche (Lee-Deiche) waren ebenfalls einem erheblichen Seegang durch Dünung mit vermutlich vielfältigsten Interferenzerscheinungen ausgesetzt.

Auch bei der zweiten Bereisung im Dezember 1953 wurden keine genaueren Angaben über die Seegangsverhältnisse vor den Deichen gemacht. Hierzu ist im Bereisungsbericht vom 22. 1. 1954 (16) ausgeführt:

„Professor Dr.-Ing. HENSEN fragte nach den bei der Sturmflut beobachteten Wellenhöhen. Genaue Auskunft konnte nicht erteilt werden, da die höchsten Wasserstände in der Nacht aufgetreten sind und die Bevölkerung mit Rettungsarbeiten beschäftigt war. Man beabsichtigt jetzt, besondere Einrichtungen zur Messung von Wellenhöhen zu schaffen. Unmittelbar vor der Küste sollen die Wellenhöhen 4 bis 5 m betragen haben. Über die Perioden konnten keine näheren Angaben gemacht werden. Es wurde nur erwähnt, daß sie lang waren.“

Weiter wurde festgestellt, daß der Wellenauflauf auf das Deckwerk auf der Insel Goeree durch den 3 bis 4 km breiten sehr flachen Seegrund (— 1,0 bis — 2,0 m NAP) zweifellos gedämpft worden ist.

Diese mageren Angaben konnten keine Grundlage für eine Beurteilung der Seegangsverhältnisse vor den Seedeichen bei der Sturmflut von 1953 geben. Daher mußte sich die Arbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“ in ihrer am 11. 3. 1954 den Wasserwirtschaftsverwaltungen der Länder Schleswig-Holstein und Niedersachsen übergebenen Stellungnahme auf die Empfehlung beschränken, das Studium der Sturmfluten in ihren physikalischen Zusammenhängen nachhaltig zu fördern. Welche Fragestellungen hierbei vordringlich bearbeitet werden sollten, ist in der Niederschrift über die Sitzung der Arbeitsgruppe am 11. 2. 1954 ausgeführt (17). Dort heißt es:

„Da für die vorliegende Aufgabe nicht nur die Wasserstände bei den Sturmfluten eine Rolle spielen, sondern auch die Auflauhöhen der Wellen, ergeben sich im einzelnen folgende Fragestellungen:

1. Wie groß ist der Wellenauflauf auf einem Seedeich in Abhängigkeit von den Wellenelementen (Höhen, Perioden) und von den Bauweisen der Deiche (konkav oder konvex, Deckungsart)?
2. Welche Wellen können in Höhe und Periode maximal vor dem Deich eintreten? Die Bedeutung der Antwort auf diese Frage liegt in der Tatsache, daß die Periode und die Höhe der Wellen den Wellenauflauf bestimmen und ihrerseits von der Morphologie des Vorstrandes abhängen.
3. Welcher stärkste Wind kann aus den einzelnen Richtungen und von welcher Dauer vorkommen?
4. Welcher größte Windstau kann an den einzelnen Küstenpunkten als Funktion der Wassertiefe, der Tidephase und von örtlichen Einflüssen anderer Art vorkommen?
5. Wie ist der wirkliche Vorgang der Wasservertriftung bei Sturm?
6. Gibt es feststellbare säkulare Änderungen in den Windverhältnissen und in den allgemeinen meteorologischen und ozeanographischen Voraussetzungen?
7. Wie wirken die einzelnen vorgenannten Erscheinungen bei jeweils maximalem Auftreten aufeinander ein oder mit anderen Worten: darf jeder einzelne Bestandteil einfach mit den übrigen superponiert werden? (Z. B. nimmt der Windstau mit zunehmender Wassertiefe ab, während die mögliche Wellenhöhe und damit die Auflauhöhe auf den Deich gleichzeitig zunimmt.)“

Diesen Anregungen folgend, hatten die Wasserwirtschaftsverwaltungen der Länder Schleswig-Holstein und Niedersachsen dem Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover die Ausführung von Modellversuchen über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet und zur Bestimmung des Einflusses der Form eines Seedeiches auf die Höhe des Wellenauflaufes übertragen. Die Versuchsergebnisse sind in den Mitteilungen des Franzius-Instituts veröffent-

licht (5, 6). Ebenso wurden, den vorstehenden Anregungen folgend, von verschiedenen an der Küste arbeitenden Bauämtern und Dienststellen sowie von einzelnen Forschern Beobachtungen und Untersuchungen zur Klärung der Seegangsverhältnisse im Vorfeld der Seedeiche ausgeführt (11, 25, 30, 41).

Die Sturmflutkatastrophe in den Niederlanden vom 1. Februar 1953 hatte den für den Küstenschutz zuständigen Verwaltungen der Küstenländer Veranlassung gegeben, den Deichschutz an der deutschen Nordseeküste auf seine Sicherheit zu überprüfen. Hierbei ergab sich, daß ein großer Teil der Seedeiche nach den Erfahrungen aus den vorangegangenen schweren Sturmfluten nicht mehr den modernen Sicherheitsforderungen genügte. Vom Küstenausschuß Nord- und Ostsee wurden nach sorgfältigen Überlegungen neue Grundlagen für die Bemessung der Seedeiche erarbeitet und veröffentlicht (19). Unter Berücksichtigung der inzwischen gewonnenen Erkenntnisse wurden in den folgenden Jahren die Seedeiche an der deutschen Nordseeküste ausgebaut und verstärkt (31).

Während diese Deicherhöhungs- und -verstärkungsarbeiten noch liefen, trat die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 ein. Diese schwere Sturmflut war eine Bewährungsprobe für den Küstenschutz, indem sie erwies, welche Schutzwerke den Angriffen der See nicht standgehalten haben, und andererseits zeigte, wie die Schutzwerke etwa gestaltet sein müßten, um auch schweren Angriffen widerstehen zu können.

Die aus dieser Sturmflut an der deutschen Nordseeküste gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse wurden von zwei Sonderarbeitsgruppen des Küstenausschusses Nord- und Ostsee ausgewertet. Zur Frage der Seegangsverhältnisse im Deichvorfeld konnte die Sonderarbeitsgruppe „Sturmfluten“ in ihrem „Ergebnisbericht 1“ nur feststellen, daß auch heute noch keine ausreichenden Unterlagen vorliegen, die es gestatten, die Deichabmessungen so zu bestimmen, daß sie die angreifenden Brandungskräfte schadlos abwehren können (23). Die von der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ bereits mehrfach erhobene Forderung, eine intensive Seegangsforschung zu betreiben, um die Ausarbeitung geeigneter Verfahren zur Ermittlung des maßgebenden Seeganges und Wellenauflaufes unter verschiedenen meteorologischen, hydrographischen und morphologischen Verhältnissen zu ermöglichen, wurde in dem Ergebnisbericht wiederholt.

### C. Wellenbewegung am Seedeich

Die Größe des Wellenauflaufes bei Sturmfluten wird schon seit langer Zeit aus der Lage der Treibsel- oder Flutkanten auf der Außenböschung der Seedeiche bestimmt und für die Festlegung der Deichhöhen ausgewertet. Die so aus der unmittelbaren Beobachtung über lange Zeiten gewonnenen Werte geben ein einigermaßen zutreffendes Bild der Wellenerscheinungen an dem betreffenden Beobachtungswert, so daß man sich mit diesen Erfahrungswerten für die Bestimmung der Deichhöhe bei notwendig gewordenen Deicherhöhungen begnügte. Auch SCHELLING ging in seinem Bericht über die Sturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins (37) auf den Wellenauflauf an Seedeichen nur am Rande ein. Bei der Festsetzung der Deichhöhen rechnete er an den Festlandsdeichen allgemein mit einem Wellenauflauf von 2 m und bei den Inseldeichen von 1,5 m über dem ermittelten HHThw.

Die Notwendigkeit einer rechnerischen Ermittlung der Wellenauflaufhöhe an Seedeichen ergab sich erst, als die schweren Sturmfluten von 1953 und 1962 die Frage nach dem „maßgebenden Wellenauflauf“ (9) für die Profilstellungen von zu erhöhenden und vor allem von neu zu bauenden Seedeichen stellten.

Wie im Abschnitt B bereits gesagt wurde, konnten über den Wellenauflauf an Seedeichen beim Besuch des Katastrophengebietes in den Niederlanden nur unzureichende Angaben in

Erfahrung gebracht werden. Beachtlich ist, daß die bei dieser Sturmflut eingetretenen zahlreichen Deichbrüche in erster Linie durch hohen Wellenauflauf mit überschlagenden Wellen, durch überströmendes Wasser und Durchnässung der Deiche bewirkt worden waren (10). Der Wellenstoß auf die Deichböschungen hatte zwar vielerorts schwere Beschädigungen verursacht, aber nicht zu Deichbrüchen geführt.

Über die Wellenstoßschäden am Abschlußdamm der Zuiderzee ist folgendes festgestellt worden (16):

„Das stärkste an der Nordseeküste vorhandene Verteidigungswerk, der 1932 fertiggestellte Zuiderzee-Damm, hat verhältnismäßig weit abseits vom Zentrum des Sturmangriffs am 1. 2. 1953 und außerdem im Schutze der Inseln Texel und Vlieland gelegen. Die höchsten Wasserstände lagen hier auf etwa + 3,75 m NAP, also etwa 30 bis 50 cm niedriger als im Zentrum des Sturmangriffs. Der Damm ist nach holländischem Verfahren an der flach nach oben gewölbten Außenböschung fast bis zur Krone durchweg mit schweren Basaltsäulen gepflastert. An der Stelle des vermuteten stärksten Wellenangriffs hat man statt der Basaltsäulen schwere kubische Blöcke aus belgischem Basalt (bis zu 750 kg Gewicht je Einzelpflasterstein) eingebaut. Die Krone des Dammes liegt auf + 7,50 m NAP. Trotz der großen wellenvernichtenden Kraft des Pflasters sind nicht nur auf weiten Strecken die Wellen über die Dammkronen geschlagen und haben hier auf der Innenböschung beträchtliche Auswaschungen zur Folge gehabt, sondern es sind auch in der Pflasterdecke selbst, besonders durch Hinausschlagen der belgischen Basaltblöcke — die teilweise auf der Binnenböschung gelandet sind — Schäden entstanden.“

Die Erfahrungen bei der Sturmflut vom 1. 2. 1953 in den Niederlanden und die bisherigen Untersuchungen der Arbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“ haben bezüglich des Wellenaufbaus an Seedeichen ergeben, daß die Deichkrone so hoch gelegt werden sollte, daß kein häufiges und starkes Überschwappen der Wellen über den Deich eintritt. Dabei sind die örtlichen Gegebenheiten (Vorlandhöhe und -breite, Buchteneffekt usw.) zu berücksichtigen. Da jedoch gegenwärtig noch keine Zahlenwerte für einen maximalen Wellenaufbau ermittelt werden können, muß der Deichquerschnitt so ausgebildet werden, daß der Deich auch bei Wellenüberschlag standsicher bleibt. Dafür ist vor allem erforderlich, daß die Binnenböschungen der Seedeiche flacher als bisher auszubilden sind (31). Als weitere wirksame Vorkehrung für die Verminderung des Wellenaufbaus an scharliegenden Deichen kommt die Gewinnung von Vorland in Betracht. Auf die im Abschnitt B bereits erwähnte Empfehlung für die Ausführung von Modellversuchen über den Wellenaufbau (5, 6) sei hier nochmals hingewiesen.

Endlich sei aus dem Reisebericht der Arbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“ (16) noch folgende Erklärung zitiert:

„Die Tatsache, daß weitaus die meisten Sturmschäden an der Leeseite eingetreten sind und hier die Höhe und der Unterhaltungszustand der Deiche vielleicht zu wünschen übrig ließen, hat in Deutschland vielfach zu der Auffassung geführt, daß angesichts des allgemein guten Unterhaltungszustandes der deutschen Seedeiche hier wenig Anlaß zu Besorgnissen hinsichtlich der Sicherheit der deutschen Küstenländer bei einer ähnlichen Sturmflut wie in Holland gegeben sei. Die von uns besichtigten Schadenstellen a) auf Goeree und b) am Abschlußdamm der Zuiderzee — welche sicherlich nicht die einzigen sind — widerlegen diese Auffassung.“

Für die nach der Sturmflut von 1953 begonnene Verstärkung der Seedeiche an der deutschen Nordseeküste hatte die Arbeitsgruppe „Küstenschutz“ eine kurzgefaßte Auswertung der bisher gewonnenen Erfahrungen bearbeitet, in der zur Frage des Wellenaufbaues wie folgt Stellung genommen ist (19):

„Die Forderung nach einer Deichhöhe, die für jeden denkbaren Sturmflutwasserstand einschließlich Wellenaufbau mit Sicherheit ausreicht, kann ... nicht länger aufrechterhalten werden, weil sie zu Deichabmessungen führen würde, die wirtschaftlich nicht zu ermöglichen sind. Man muß deshalb ernsthaft überlegen, die Seedeiche im allgemeinen so auszubilden, daß sie bei höchsten Sturmfluten ein Überschwappen der Wellen ohne Gefahr ihrer Zerstörung vertragen. Das Wasser darf allerdings nicht über die Deichkrone ‚strömen‘.“

Bestimmend für die Wellenauflaufhöhe sind die örtlichen Verhältnisse und die Bauweise des Deiches, insbesondere

die Lage des Deiches zur Windrichtung,  
die Geländeverhältnisse vor dem Deich (Höhe und Breite von Watt und Vorland),  
die Böschungsgestalt (flach, steil, eben, konkav, konvex),  
die Oberflächenrauigkeit (Grasnarbe, Bitumen- oder andere Deckwerke).“

Wegen dieser verschiedenartigen Einflüsse können allgemeingültige Angaben für die größte Wellenauflaufhöhe nicht gemacht werden. Es wird dringend empfohlen, die Größe des Wellenauflaufes in der Natur an besonders hierfür ausgesuchten Stellen zu beobachten. Dabei sind u. a. zweckmäßig folgende Beobachtungen anzustellen:

1. Messen der auf dem Vorland oder dem Watt auftretenden Wellenhöhen (Pfahlpegel, Tassenpegel).
2. Beobachtung der Wellenperiode.
3. Messen der Windgeschwindigkeit und der Windrichtung.
4. Einmessen der Treibsel-Grenzen nach höheren Fluten.

Die bei der Hollandflut 1953 gewonnenen Erfahrungen über die Auswirkung der Wellenbewegung an Seedeichen sind allgemein bei der Februar-Sturmflut 1962 wieder bestätigt worden. Auch 1962 sind die an der deutschen Nordseeküste eingetretenen Deichbrüche vor allem durch Wellenüberschlag in Verbindung mit der Zerstörung der Binnenböschung verursacht worden. Der Wellenstoß auf die Außenböschung hat zwar teilweise sehr schwere Schäden hervorgerufen, die aber nicht unmittelbar zu Deichbrüchen geführt haben. Zur Verminderung der Schäden durch Wellenstoß haben sich flache Außenböschungen, besonders im Bereich der Sturmflutscheitelwasserstände als zweckmäßig erwiesen. Die Erfahrungen aus dieser Sturmflut 1962 sind von der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“ als „Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962“ veröffentlicht worden (22); theoretische und experimentelle Untersuchungen über den Wellenstoß wurden neuerdings im Franzius-Institut der Technischen Universität Hannover durchgeführt, mit dem wichtigen Ergebnis, daß die Wellenstoßbelastung sofort schlagartig abnimmt, wenn der Brecher Rücklaufwasser auf der Böschung vorfindet. Hierdurch ist die Notwendigkeit einer flachen Außenböschung begründet (3).

#### D. Der für die Bemessung der Seedeichhöhe maßgebende Sturmflutwasserstand

##### 1. Bisherige Verfahren für die Bestimmung eines Bemessungswasserstandes

Aus der ersten Sitzung der Arbeitsgruppe „Küstensenkung, Wasserstandshebung und Sturmfluten“ (Leiter Min.Rat GAYE) am 14. 3. 1950 in Hamburg wurde für die Bearbeitung der Frage, „ob in Zukunft höhere und häufigere Sturmfluten zu erwarten sind“, die Untergruppe „Sturmfluten“ (Leiter Oberreg.Rat HORN) gebildet, der als erste Aufgabe die Erstattung einer Stellungnahme zu der von SCHELLING aufgestellten Untersuchung über die Sturmfluten an der Westküste von Schleswig-Holstein (37) vom Küstenausschuß Nord- und Ostsee übertragen wurde. Die Anfang Februar 1951 der Landesregierung Schleswig-Holsteins zugestellte Stellungnahme der Untergruppe „Sturmfluten“ zu den Untersuchungen von SCHELLING ist bisher nicht veröffentlicht worden. Wegen der in ihr enthaltenen grundlegenden Ausführungen erscheint es geboten, die Gedanken zur Frage der Ermittlung eines Verfahrens für die künftige Bemessung der Seedeichhöhen nachstehend wiederzugeben.

Stellungnahme der Untergruppe „Sturmfluten“, Küstenausschuß „Nord- und Ostsee“, zu der Untersuchung von Reg.Baurat SCHELLING über die Sturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins

Die Landesregierung Schleswig-Holstein, Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, Wasserwirtschaftsverwaltung, hat den Küstenausschuß Nord- und Ostsee mit Schreiben III 49—WaWi/954 vom 12. 4. 1950 um Stellungnahme zu der von Reg.Baurat SCHELLING bei der Landesstelle für Gewässerkunde (Kiel) verfaßten Untersuchung über „Die Sturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Pegel in Husum“ gebeten. Im Beisein des Leiters des Arbeitsausschusses trat darauf die Untergruppe „Sturmfluten“ unter Vorsitz von Oberreg.Rat HORN am 27. 7. 1950 zu einer Sitzung beim Deutschen Hydrographischen Institut, Hamburg, erweitert wie folgt zusammen:

Min.Rat GAYE (Leiter des Arbeitsausschusses, Hamburg),  
 Reg.Baurat SCHELLING (Landesstelle für Gewässerkunde, Kiel),  
 Dipl.-Ing. HUNDT (Marschenbauamt Heide, Pegelaußenstelle Büsum),  
 Oberreg.Baurat Dr.-Ing. LÜDERS (Wasserwirtschaftsamt Varel, Außenstelle Wilhelmshaven),  
 Reg.Direktor Prof. Dr. SEILKOPF (Meteorologisches Amt für Nordwestdeutschland, Hamburg),  
 Oberreg.Rat HORN (Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg),  
 Oberreg.Rat Dr. HANSEN (Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg),  
 Reg.Rat Dr. TOMCZAK (Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg).

Das Ergebnis der Besprechung, welche sich an einen Vortrag von Reg.Baurat SCHELLING über seine Untersuchung anschloß, wird folgendermaßen zusammengefaßt:

1. Die Untersuchung enthält eine dankenswerte Zusammenstellung detaillierter Angaben über den Verlauf einer größeren Anzahl von Sturmfluten sowie der zugehörigen amtlichen Wetterberichte und auszugsweise auch der Wetterkarten. Für weitere Untersuchungen wird damit eine anregende Materialsammlung geboten, wie sie in dieser Reichhaltigkeit bisher nicht geschlossen vorlag. Manche Größen, wie z. B. Oberflächengefälle bei Sturmfluten, werden hier wohl zum erstenmal bequem zugänglich gemacht. Natürlich unterliegen einzelne Deutungen (z. B. auch die Anlagen 3 b und 19 b) der Kritik, aber das beeinträchtigt keineswegs das große Verdienst dieser umfangreichen Zusammenstellung.
2. Die Untersuchung zielt auf eine Ermittlung des höchstmöglichen Wasserstandes am Pegel Husum und gibt diesen zu 5,50 m NN an. Dieser Wert wurde nach den aus beobachteten Sturmfluten ermittelten Größen und Zusammenhängen abgeleitet. Dabei sind drei verschiedene Verfahren angewendet worden:
  - a) Addition des bisher größten einwandfrei beobachteten Windstaus über astronomisch vorausberechnetem Hochwasserstand (3,59 m im Jahre 1916) zu dem in den Sturmflutmonaten Oktober bis März astronomisch höchstmöglichen Hochwasserstand (1,93 m NN).
  - b) Rekonstruktion der besonders schweren Sturmflut von 1825 nach damaligen Windangaben mittels der jetzt abgeleiteten „Windstaubezugskurve“ für Husum und nach den amtlichen Angaben über die Sturmflutwasserstände von 1825 in Büsum und Tönning.
  - c) Konstruktion einer Sturmflutkurve für die Wetterlage der Sturmflut vom 9./10. 2. 1949 unter der Annahme einer besonders ungünstigen astronomisch vorausberechneten Hochwasserzeit; Zusammensetzen des Sturmflutanstiegs abschnittsweise aus den bei anderen Sturmfluten unter ähnlichen Bedingungen beobachteten Tidenstiegen bei Annahme eines plausiblen Niedrigwasserstandes.

Die beiden letztgenannten Konstruktionen enthalten zu viele Unsicherheiten, als daß ihnen eine unabhängige Beweiskraft zugestanden werden könnte. Das erste Verfahren ist dagegen sehr einfach, seine Voraussetzungen sind infolgedessen übersehbar, und es werden nur zwei klar definierte Größen verwendet. Das Ergebnis bestätigt den bisher überschläglich als größten Windstau beim Hochwasser angenommenen Wert von etwa 3,5 m. Die Abschätzung des größtmöglichen Hochwasserstandes am Pegel Husum zu 5,50 m NN ist wesentlich sorgfältiger begründet als entsprechende Angaben in anderweitigen bisher bekanntgewordenen Arbeiten.

Keine zuverlässig beobachtete Sturmflut hat diese Höhe bisher überschritten, und keine von ihnen, auch nicht die Sturmflut vom 9./10. 2. 1949 gibt in ihrem Verlauf unmittelbare Anzeichen, daß der Wasserstand von 5,50 m NN bei ungünstigeren astronomischen Bedingungen überschritten worden wäre. Dieser Wasserstand darf daher als eine mit großer Wahrscheinlichkeit gültige obere Schranke für die Sturmfluthöhen am Pegel Husum angesehen werden.

3. Damit besteht allerdings weder eine unbedingte Gewähr, daß der Wasserstand von 5,50 m NN am Pegel Husum niemals überschritten werden wird, noch andererseits die Gewißheit, daß er wirklich eintreten kann. Der Wert 5,50 m NN ist unter vereinfachenden Voraussetzungen abgeleitet; ein so verwickeltes Problem wie das der Sturmfluten an der Küste eines natürlichen Gezeitengebiets kann vorläufig nicht anders angegriffen werden. Man muß sich aber die (ausgesprochen oder unausgesprochen) vorgenommenen Vereinfachungen gegenwärtig halten, wenn man die Tragweite eines so gefundenen Ergebnisses beurteilen will.

a) Der angenommene Wert des astronomisch höchstmöglichen Hochwasserstandes am Pegel Husum (1,93 m NN) kann als ziemlich gut gesichert gelten. Er tritt nur selten ein, die Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens mit einer Sturmflut ist dementsprechend gering. Da andererseits das mittlere Springhochwasser 1,6 m NN beträgt und astronomische Hochwasserstände von 1,8 m NN schon ziemlich häufig vorkommen, spielen die astronomischen Ungleichheiten bei der Frage nach dem höchstmöglichen Wasserstand nur eine untergeordnete, wenn auch keineswegs zu vernachlässigende Rolle; entscheidend ist der Windstau.

Der als maximaler Windstau beim Hochwasser angenommene Wert von 3,59 m ist in der 45jährigen Beobachtungsreihe von 1906 bis 1950 nur einmal aufgetreten und wurde anscheinend auch in dem erweiterten Zeitraum bis 1825 zurück höchstens erreicht, aber nicht überschritten. Anzunehmen, daß größere Werte auch künftig nicht auftreten werden, bedeutet jedoch eine Extrapolation, welche sich allein aus der Statistik der Sturmfluten nicht begründen läßt. Man kann nur sagen, daß Windstauwerte von 3,6 m oder mehr beim Hochwasser offenbar „seltene Ereignisse“ darstellen; die Unterlagen reichen aber nicht aus zur Ableitung einer Wahrscheinlichkeit für das Auftreten dieser Ereignisse (etwa der durchschnittlich im Jahrhundert zu erwartenden Anzahl). Unsicherheiten dieser Art sind notwendig mit jedem Rückgriff auf eine Statistik verbunden. Streng gültige Grenzen lassen sich, wenn überhaupt, nur auf physikalischen Überlegungen begründen.

b) Die Feststellung, daß unter gleichen meteorologischen Bedingungen der Windstau beim Hochwasser merklich geringer ist als beim Niedrigwasser, kann als allgemeine Erfahrung bestätigt werden, die auch bereits numerisch untersucht und theoretisch wohl verständlich ist. Die Sturmflut vom 9./10. 2. 1949, bei der das Windstaumaximum und damit das Hochwasser etwa auf die astronomisch vorausberechnete Niedrigwasserzeit fiel, würde also beim Zusammentreffen des Windstaumaximums mit dem astronomisch vorausberechneten Hochwasser aller Wahrscheinlichkeit nach nicht die vielfach befürchteten katastrophalen Ausmaße angenommen haben, sondern innerhalb des bisherigen Rahmens der schwereren Sturmfluten geblieben sein. Insofern ist auch dem Ergebnis der oben unter 2 c) genannten Konstruktion zuzustimmen.

Wenn sich aber Gezeiten und Windstau nicht unverändert superponieren, so führt die Berechnung des höchstmöglichen Wasserstandes einfach als Summe des angenommenen höchstmöglichen Windstaus von 3,59 m und des astronomisch höchstmöglichen Hochwassers von 1,93 m NN möglicherweise auf einen zu hohen Wert. Um wieviel zu hoch der resultierende Wert 5,5 m NN nach dieser Betrachtungsweise erhalten wird, kann allerdings bei der Spärlichkeit der Unterlagen wiederum nicht ausgesagt werden.

c) In der Untersuchung wird der Windstau beim Hoch- und Niedrigwasser als abhängig nur von der Richtung, Stärke und Dauer des Windes am Windschreiber Hooge angesehen. Die weitere statistische Bearbeitung führt allerdings eine Aufgliederung nach unterschiedlicher Winddauer nicht durch, sondern beschränkt sich bei der Herleitung der Windstaubezugskurven für Husum auf Winddauern von 6 Stunden (vor dem Hoch- bzw. Niedrigwasser), in der Annahme, daß der Wind innerhalb eines solchen Zeitraumes ungefähr seine größte Wirkung auf den Wasserstand erreicht habe. Diesem Bild stationärer Vorgänge, das nicht in allen Betrachtungen streng beibehalten wird, fügen sich die in der westlichen Ostsee auftretenden Sturmfluten meereskundlich nicht ein; sie können daher nicht zum Vergleich mit den Vorgängen an der Nordseeküste herangezogen werden.

Die Bemerkung, daß die Beziehungen zwischen Luftdruckgradienten über der Nordsee und dem Windstau bei Husum nicht eng genug seien, um die meteorologische Bedingtheit des Windstaus restlos auszudrücken, trifft zu; die Gradientenmethode, welche übrigens nicht auf die Verwendung mittlerer Druckgradienten über der Nordsee beschränkt und in der Untersuchung mißverstanden angewendet ist, bedarf der Ergänzung, an welcher im In- und Ausland gearbeitet wird. Windbeobachtungen von nur einer Stelle, sie sei — wie auch immer — gelegen, reichen jedoch als Unterlage für die Windvorhersage in keiner Weise aus; das hat schon LEVERKINCK (26) an Hand seiner Bezugslinien für Wilhelmshaven erkannt und kann durch viele Beispiele, auch gerade für die Sturmflut vom 9./10. II. 1949, belegt werden. Bedeutsamer jedoch als alle möglichen Ergänzungen der statistischen Unterlagen (Bezugskurven und Mehrfachkorrelationen) ist heute noch immer die Abhängigkeit der Windstauvorhersage von der Wettervorhersage, an deren Genauigkeit ungewöhnliche Anforderungen gestellt werden müssen. Nicht alle nachträglich (bei nunmehr voller Kenntnis des Wetterablaufs) auffindbaren statistischen Beziehungen zwischen dem Windstau und meteorologischen Elementen besitzen einen prognostischen Wert; die Vorhersage ist zu begründen auf dem, was sich vor dem Geschehen in hinreichender Kürze meteorologisch und ozeanographisch erkennen läßt. Daß dies überhaupt mit genügender Trefferwahrscheinlichkeit möglich ist, und zwar wesentlich auf Grund einer Beurteilung der gesamten Wetterlage und sämtlicher Pegelbeobachtungen an der Küste, bedeutet keine Selbstverständlichkeit; die regelmäßigen Wasserstandsvorhersagen für die Deutsche Bucht sind nach mehr als zwanzig Jahren noch immer die einzigen ihrer Art.

Der beobachtete maximale Windstau von 3,59 m beim Hochwasser fügt sich der abgeleiteten Windstaubezugskurve für Husum ohne Zwang ein, was allerdings wegen der geringen Belegung in diesem Teil der Kurve nicht allzuviel besagt. Bei der Frage nach dem größtmöglichen Windstau überhaupt wird man auf die Frage nach den zugehörigen extremen Wetterbedingungen und damit wieder auf eine statistische Ungewißheit, völlig analog der oben unter a) besprochenen, geführt; die Bezugskurve bietet keinen Weg zur Umgehung dieser Schwierigkeit. Entgegen der ausgesprochenen Vermutung kann eine Wetterlage, bei welcher sich an der Nordseeküste 72 Stunden lang Winde der Stärke 8 und mehr aus den gefährlichen Richtungen SW bis N ergeben, nicht als ausgeschlossen angesehen werden. Über die Wahrscheinlichkeit eines solchen Falles erlaubt auch die meteorologische Statistik noch keine Aussage.

Ebensowenig kann etwas über künftige Klimaschwankungen und deren Auswirkung auf die Häufigkeit und Dauer der Stürme ausgesagt werden. In großen Zügen war das Klima Mittel- und Westeuropas im ersten Drittel des 19. Jahrhunderts kontinentaler, etwa von der Mitte des vorigen Jahrhunderts ab und besonders seit der Jahrhundertwende maritimer; seit den dreißiger Jahren dieses Jahrhunderts ist es wieder kontinen-

taler geworden. Der maritimen Phase entspricht stärkere zonale, der kontinentalen Phase stärkere meridionale Zirkulation der Atmosphäre. Zur maritimen Phase braucht nicht notwendig eine größere Sturmhäufigkeit und -dauer zu gehören, vielmehr scheinen die Stürme gerade beim Übergang von einer Phase zur anderen etwas häufiger zu sein. Bei großräumig und langwährend starker zonaler Zirkulation ziehen die Sturmzentren schneller, sie können aber auch häufiger aufeinander folgen; bei meridionaler Zirkulation besteht eine Tendenz zu stationären Wetterlagen. Bezüglich der Sturmfluten hat die jüngste Klimaphase unverkennbar ein stärkeres Hervortreten des prognostisch schwierigsten Typs gebracht.

Bei gleichbleibender Stärke und Richtung des Windes wächst der Windstau nicht etwa proportional der Winddauer an, sondern er strebt einem bestimmten Grenzwert zu, welcher den hier vorausgesetzten stationären Zustand kennzeichnet. Dieser Grenzwert hängt im wesentlichen ab von der Größe, Gestalt und Tiefe des Seegebietes sowie von der Windgeschwindigkeit. Die Theorie, welche im Einklang mit meereskundlichen Ergebnissen und kürzlich im Windkanal angestellten Modellversuchen steht, ergibt für einen idealisierten Fall (gezeitenfreier schmaler Kanal konstanter Tiefe mit Dimensionen, welche etwa den Verhältnissen in einem Schnitt senkrecht zur Küste Schleswig-Holsteins entsprechen) und für die größten hier beobachteten Windgeschwindigkeiten einen stationären Stau an der Küste in der Größenordnung von 3,5 m. Eine ähnliche, von holländischer Seite angestellte Berechnung führt für die Südseite der Nordsee auf etwa den gleichen Betrag. Damit dürfte dieser alte Erfahrungswert wahrscheinlich seine physikalische Deutung gefunden haben. Dieses Ergebnis beweist aber natürlich nicht, daß größere Windstauwerte an der natürlichen Küste bei extremen Wetterlagen und instationären Vorgängen unmöglich sind.

- d) Die Auswirkungen eines plötzlich einsetzenden Windes oder einer plötzlichen Luftdruckänderung auf die Wasserstände sind bereits 1924 von englischer Seite theoretisch untersucht worden. Auch diese Untersuchung beschränkt sich der mathematischen Schwierigkeiten wegen auf den Fall eines schmalen, an beiden Enden geschlossenen Kanals konstanter Tiefe und darüber hinaus auf spezielle Ansätze, so daß als Ergebnis keine allgemein übertragbaren Formeln, aber doch einige Hinweise auf die grundsätzliche Beschaffenheit der auftretenden Wasserbewegungen erhalten wurden. In allen behandelten Beispielen wird der schließlich eintretende stationäre Zustand nicht asymptotisch, sondern in einem Einschwingungsvorgang erreicht, bei dem der Windstau zeitweilig um ein Beträchtliches (unter gewissen Umständen bis zum Doppelten) über den endgültigen Wert hinauswächst. Zu ähnlichen Ergebnissen, wenn auch nicht auf Grund einer wirklich strengen Durchrechnung, gelangt eine neuere niederländische Untersuchung, welche sich auch mit dem Fall eines einseitig offenen Kanals etwa von der nord-südlichen Ausdehnung der Nordsee befaßt.

Die britische Untersuchung wurde angeregt durch Beobachtungen bei Liverpool, nach denen schnell veränderliche Wetterlagen wesentlich größere Wasserstandsänderungen im Gefolge hatten als beständigere. An den Küsten der südwestlichen Nordsee ist ein schwingungsartiger Verlauf des Windstaus häufig und auffällig, besonders beim Übergang von beständigen zu veränderlichen Wetterlagen und umgekehrt. In den letzten Jahren wird die Ausbreitung großer Windstauwellen durch die Nordsee an Hand von Küstenbeobachtungen in Zusammenarbeit aller Anliegerstaaten untersucht, den Zeitumständen entsprechend unter ausländischer Initiative. An der Existenz solcher Schwingungen, wie sie bereits eine sehr unvollständige Theorie der instationären Vorgänge fordert, kann also kein Zweifel bestehen. Wetterlagen, bei denen sich typische Vorgänge ungestört er-

mitteln lassen, sind selten, die Bearbeitung der Beobachtungen ist wegen der unerlässlich sorgfältigen Eliminierung der Gezeiten langwierig und umständlich, die Deutung der Befunde mangels einer ausgebildeten Theorie oft schwierig. Erst in jüngster Zeit wurden allgemeine Methoden entwickelt, welche die strenge Durchrechnung charakteristischer Idealfälle, aber immerhin für natürliche Gebiete von nur nicht allzu geringer Tiefe, in den Bereich des Möglichen rücken. Die Vorgänge bei rasch veränderlichen Wetterlagen, in sehr seichten Gewässern und bei Überlagerung der Gezeiten entziehen sich vorerst noch der theoretischen Behandlung. Bei ihrer Deutung ist daher vorläufig noch besondere Zurückhaltung geboten.

Auch in der Deutschen Bucht sind Windstauschwingungen der geschilderten Art seit Jahrzehnten beobachtet, und sie werden, soweit erkennbar, bei den Vorhersagen berücksichtigt. Diesen offenbar großräumig bedingten Vorgängen, welche unabhängig vom örtlichen Wind verlaufen und gewöhnlich nur mäßige Amplituden aufweisen, überlagert sich ein Anteil, der mehr mit dem Wind- und Druckfeld über der Deutschen Bucht und mittleren Nordsee zusammenhängt und der besonders bei größeren Beträgen des Windstaus der entscheidende zu sein pflegt. Daß dieser Anteil offenbar nicht sehr stark zur Ausbildung von Schwingungen über den Grenzwert des stationären Zustandes hinaus neigt und daß er in verhältnismäßig einfachen Korrelationen zu den meteorologischen Elementen steht, muß bis zum Aufbau einer erschöpfenden Theorie als glücklicher Umstand angesehen werden. So selten aber auch instationäre Überhöhungen größeren Ausmaßes sein mögen, sie liegen nach heutigem Wissen auch an der deutschen Küste nicht außerhalb des Möglichen, besonders wenn man noch das verwickelte Zusammenspiel mit den Gezeiten in Betracht zieht. Die Sturmflut vom 9./10. 2. 1949 ist vielleicht überhaupt nur so erklärbar und würde dann wohl den ungünstigsten Vorgang darstellen, der bei der damaligen Wetterlage auftreten konnte.

Besondere Beachtung verdient die theoretische Untersuchung instationärer Vorgänge in geschlossenen Trichtern und Buchten; für diese könnte es individuelle kritische Bildungen geben, bei denen das Wasser innen ungewöhnlich hoch aufläuft.

4. Die Frage nach der größtmöglichen Sturmfluthöhe muß also z. Z. noch offenbleiben. Man sollte daher sinnvollerweise nicht nach der größtmöglichen Sturmfluthöhe schlechthin fragen, sondern nach der Häufigkeit, mit der das Eintreten oder Überschreiten bestimmter Wasserstände zu erwarten ist.

Diese Frage kann in lokaler Betrachtungsweise mit den Mitteln der gewässerkundlichen Statistik behandelt werden, während die Deutung der Resultate sich erst allmählich aus dem Fortschritt der großräumiger arbeiteten Meereskunde ergeben wird. SCHELLING hat in seiner Untersuchung im wesentlichen diesen statistischen Weg eingeschlagen; diese Teile seiner Arbeit wirken am überzeugendsten, und der Ausschuß wünscht Herrn SCHELLING (†) seine Anerkennung auszusprechen für die Sorgfalt und Ausdauer, mit welcher er hierbei verfahren ist.

Eine Wiederholung der gesamten Untersuchung für weitere Orte verspricht nach vorstehendem keine wesentlichen neuen Erkenntnisse. Diese Ansicht wird bestätigt durch eine ausführliche, nach Richtung und Geschwindigkeit des mittleren Windfeldes über der Deutschen Bucht aufgegliederten Tafel der Windstaudifferenzen, welche für die Westküste Schleswig-Holsteins vorliegt und z. B. bei der gefährlichsten Windrichtung durchschnittlich für Cuxhaven einen um einige Dezimeter geringeren Stau erwarten läßt als für Husum. Die Tafel wird auch auf die ostfriesische Küste ausgedehnt. Eine Abschätzung nach dem oben unter 2 a) bezeichneten Verfahren wird jedoch überall da, wo hinreichend lange Beobachtungsreihen vorliegen, eine nützliche Richtgröße liefern.“

Die Untersuchung von SCHELLING ist für die deutsche Nordseeküste der erste Schritt gewesen, die Seedeichhöhe für einen bestimmten Küstenort (hier Husum) auf Grund einer möglichen künftigen Sturmflut, die höher als alle bisher beobachteten Sturmfluten aufläuft, zu bestimmen. Das Eintreten einer derartigen Sturmflut ließ nicht lange auf sich warten, denn schon am 1. Februar 1953 trat ein solches Ereignis an der südwestlichen Nordseeküste ein, von dem — wie bereits erwähnt — besonders die niederländische Küste verheerend betroffen wurde. Die bei jener Sturmflut beobachteten Wasserangriffe auf die Seedeiche gaben den Wasserwirtschaftsverwaltungen der Länder Schleswig-Holstein und Niedersachsen Veranlassung, den Küstenausschuß Nord- und Ostsee mit der Prüfung zu beauftragen, ob die bisher für die Bemessung der Deiche zugrunde gelegten Wasserstände und Brandungsangriffe berichtigt werden müssen.

Die mit dieser Prüfung betraute Sonderarbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“ nahm nach der Besichtigung des niederländischen Katastrophengebietes zur Frage der Sturmflutwasserstände wie folgt Stellung (17):

„Die Erfahrungen bei der Sturmflut vom 1. 2. 1953 in Holland und die bisherigen Untersuchungen der Arbeitsgruppe ‚Sturmflut vom 1. 2. 1953‘ haben ergeben, daß eine ‚größtmögliche Sturmfluthöhe‘ nicht ermittelt werden kann. Es muß damit gerechnet werden, daß infolge des Zusammentreffens besonderer astronomischer, meteorologischer und ozeanographischer Umstände im Zusammenhang mit der säkularen Hebung der Wasserstände in der Nordsee, der Bodensenkung sowie infolge hoher Oberwasserstände, ferner infolge der Änderung der klimatischen Verhältnisse in Zukunft einmal höhere Sturmflutwasserstände eintreten, als nach den heute bestehenden Kenntnissen zu erwarten ist.

Es muß andererseits die Frage aufgeworfen werden, ob es wirtschaftlich tragbar ist, Deiche zu bauen, die nach menschlichem Ermessen niemals überflutet werden können.

Aus diesen Betrachtungen ergeben sich folgende Forderungen:

- a) Die Höhe der Deiche ist ausschlaggebend für die Sicherheit der durch sie geschützten Marschen.
- b) Die Krone der Deiche sollte so hoch gelegt werden, daß bei einem Sturmflutwasserstand, der nach der Wahrscheinlichkeitsrechnung (vgl. WEMELSFELDER, 40) mit einer noch zu bestimmenden Sicherheit unterschritten wird, und unter Berücksichtigung einer angemessenen Höhe für Wellenauflauf kein häufiges und starkes Überschwappen von Wellen über den Deich eintritt. Dabei sind die örtlichen Gegebenheiten (Vorlandhöhe und -breite, Buchteneffekt usw.) zu berücksichtigen.
- c) Da indessen ein Auftreten noch höherer Sturmfluten nicht ausgeschlossen ist, muß der Deichquerschnitt so ausgebildet werden, daß der Deich auch bei häufigem und starkem sowie lang anhaltendem Überschwappen von Wellen standsicher bleibt. Dafür ist erforderlich, die Binnenböschungen der Winterdeiche flacher auszubilden als bisher, damit sie auch bei häufigem Überschwappen von Wellen nicht einrutschen, ...“

Nach eingehenden Beratungen, bei denen insbesondere die Untersuchungen von HUNDT (9) und die rein statistische Methode von WEMELSFELDER (40) für die Bestimmung „maßgebender“ Sturmflutwasserstände erörtert wurden, beantwortete am 11. 3. 1954 die Arbeitsgruppe die an den Küstenausschuß Nord- und Ostsee gerichteten Anfragen der Wasserwirtschaftsverwaltungen der Länder Schleswig-Holstein und Niedersachsen wie folgt (18):

- „1. Es wird empfohlen, einen ‚maßgebenden Sturmflutwasserstand‘ für jede Pegelstelle mit hinreichend langen Beobachtungsreihen nach dem Beispiel von SCHELLING (‚Die Küste‘ 1952, Heft 1) zu ermitteln (Addition des bisher beobachteten größten Unterschieds zwischen dem eingetretenen und dem vorausberechneten Hochwasserstand zum heute höchstmöglichen astronomischen Hochwasser). Hierzu ist gegebenenfalls noch ein Betrag für weiteren säkularen Anstieg der Wasserstände hinzuzufügen. Zu berücksichtigen sind auch die Änderungen, die auf natürlichem oder künstlichem Wege in den Wasserständen hervorgerufen werden.
2. Eine genaue Angabe, mit welcher Wahrscheinlichkeit diese so ermittelten oder ähnlich hohe Wasserstände erreicht oder überschritten werden, läßt sich nicht machen. Einen Anhalt für solche Wahrscheinlichkeit gibt das von WEMELSFELDER (‚De Ingenieur‘ 1939, S. B 31—35) angewendete Verfahren.

3. Es wäre zu begrüßen, wenn das Studium der Sturmfluten in ihren physikalischen Zusammenhängen nachhaltig gefördert würde. Bei der Dringlichkeit, die Nordseeküste zu sichern, und bei der dadurch gegebenen Notwendigkeit zu einer kurzfristigen Beantwortung der an sie gerichteten Anfragen hält es die Arbeitsgruppe jedoch nicht für vertretbar, die Ergebnisse dieser umfangreichen und langwierigen Forschungen abzuwarten.“

Nach diesen Empfehlungen wurden von den vier Küstenländern die Deicherhöhungs- und -verstärkungsarbeiten ab 1953/54 in verstärktem Maße betrieben (9, 19, 20, 27, 31, 32). Bei der Bestimmung des „maßgebenden Sturmflutwasserstandes“ bestehen zwischen der niedersächsischen und der schleswig-holsteinischen Nordseeküste geringe Unterschiede, die im wesentlichen für die Küste Schleswig-Holsteins auf Ergebnissen statistischer Auswertungen von Häufigkeitsbetrachtungen, für die Küste Niedersachsens auf einer Zusammensetzung einzelner maximaler Anteile für das Auftreten hoher Sturmflutwasserstände zu einem Bemessungswert für die Deichhöhe beruhen. Beide Verfahren liefern annähernd gleiche Werte (Tab. 1 und 2).

Die bei der Februar-Sturmflut 1962 an den Pegeln der deutschen Nordseeküste gemessenen höchsten Wasserstände liegen überall unter den „maßgebenden Sturmflutwasserständen“. Insofern war kein Anlaß gegeben, die Frage nach einer Änderung der Bemessungswasserstände zu behandeln. Wenn trotzdem diese Frage erneut aufgegriffen wurde, so deshalb, weil die Februar-Sturmflut 1962 in den oberen Tideströmen und insbesondere in der Elbe bei Hamburg zu extremen Wasserständen sowie zu schweren Verlusten und Schäden geführt hatte.

Bei der eingehenden Erörterung der bisherigen Bemessungsverfahren und unter Benutzung physikalischer, meteorologischer und ozeanographischer Erkenntnisse ergaben sich in der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ begründete Auffassungen verschiedener Betrachtungsweisen, die sich nicht in allen Punkten vereinbaren ließen. Sie sollen im nächsten Abschnitt kurz beschrieben werden.

## 2. Neue Vorschläge für Bemessungsverfahren

Hierüber ist in der „Küste“ (7) wie folgt berichtet:

### 1. Hydrodynamisch-numerisches Verfahren

Die Bewegungsvorgänge im Meer werden mit Hilfe der hydrodynamischen Gleichungen quantitativ reproduziert. Diese Verfahren erfordern einen beträchtlichen numerischen Aufwand, für den jetzt elektronische Großrechenanlagen zur Verfügung stehen; sie weisen eine für praktische Untersuchungen ausreichende Naturähnlichkeit auf.

Für jeden Küstenort besteht ein „stauwirksamstes Windfeld“, mit dessen Auftreten durchaus gerechnet werden muß. Das Windfeld der Februar-Sturmflut 1962 für Cuxhaven war kein wirksamstes. Deshalb muß dort in Zukunft mit höheren Wasserständen gerechnet werden als bisher.

### 2. Verfahren mit physikalisch denkbaren Sturmflutwasserständen

Der physikalisch denkbare Sturmflutwasserstand wird berechnet aus einem astronomisch vorausberechneten Wasserstand und einer bei Sturmfluten auftretenden Wasserstandserhöhung, die aus drei einzeln abgeschätzten Anteilen zusammengesetzt wird, und zwar

- a) aus einem statistisch bestimmten Windstauwert,
- b) einem Zusatzwert, der vor allem die Böigkeit des Sturmes berücksichtigt, und
- c) aus dem Einfluß von freien Sturmwellen (Fernwellen).

### 3. Häufigkeitsverfahren

Die Häufigkeitsskala der eingetretenen Sturmflutwasserstände wird bei der Wahl des praktisch zweckmäßigen Kompromisses zwischen Gefährdungs- und Sicherheitsgrad verwendet.

Statistisch konstruierte mittlere Häufigkeitsfunktionen der Wasserstände werden nach

dem bequem zu handhabenden Exponentialgesetz mit gradliniger Extrapolation im einfach-logarithmischen Netz als zweckmäßigste Darstellung angesehen.

Der Bemessungswasserstand ergibt sich aus der Wahl einer Tidehochwasser-Seltenheit von z. B. einmal in 100 Jahren.

#### 4. Statistische Untersuchung der Grenzhöhe von Sturmfluten

Auf hydrologisch-statistischem Wege werden die Höhen kommender Sturmfluten und ihre möglichen Grenzwerte untersucht. Dabei werden berücksichtigt:

- der säkulare Anstieg des Meeresspiegels,
- die jahreszeitliche Schwankung der Tidewasserstände und
- die Schwankung der Tidewasserstände aus Schwallerscheinungen.

Die vorstehend kurz angedeuteten Verfahren kommen zu unterschiedlichen Ergebnissen, je nach den Ausgangswerten, die sie verwenden. Es ist nicht möglich, sie in einem Verfahren zu verbinden. Die Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ ist der Meinung, daß die verschiedenen Wege und Ansätze weiter verfolgt und untermauert werden sollen.

Es ist dabei bisher noch nicht berücksichtigt worden, daß die Wasserstände während der Sturmfluten örtlich auch von Wellenstau beeinflußt sein können. Es ist bekannt, daß landwärts der Brecherzone eine Hebung des Ruhewasserstandes allein durch die Wellenwirkung stattfindet, die außer von den Wellenkenngößen auch von der Morphologie des Gebietes abhängig ist. Wieweit die beobachteten Wasserstandsunterschiede zwischen den Pegeln auf den Inseln (z. B. Sylt) und den Pegeln auf dem Festland durch örtlichen Windstau auf den Wattengebieten oder durch Wellenstau bedingt sind, kann heute noch nicht eindeutig beantwortet werden. Sicher ist, daß auch der Windstau in Flachwassergebieten, in denen die Wellenhöhe abhängig von der Größenordnung der Wassertiefe ist, anderen Gesetzen gehorcht als in Tiefenbereichen, in denen die Wellenhöhe klein gegen die Wassertiefe ist.

### IV. Empfehlungen für die Bemessung der Seedeichhöhen

Es geht aus den vorhergegangenen Abschnitten hervor, daß die Forschungsarbeiten der einzelnen Wissenschaften gerade in den letzten Jahrzehnten eine wesentliche Vertiefung der Kenntnis der Naturvorgänge bei Sturmfluten gebracht haben.

So war bis vor kurzem wenig über die Fernwellen und über die Beckenschwingungen von Randmeeren bekannt; jetzt werden sie ständig beobachtet und, wenn notwendig, in die Vorhersage mit einbezogen.

Ebenso haben die numerischen Modelle einen tieferen Einblick in den instationären Aufbau eines Windstaus gebracht und die Einflüsse auch küstenferner Windfelder aufgedeckt.

Von der Meteorologie her wird jetzt nicht allein die Windgeschwindigkeit und die Winddauer, sondern auch die Böigkeit des Windes als wichtiger sturmflutbeeinflussender Parameter betrachtet, wobei sowohl der Windstau als auch der Seegang mit der Böigkeit zunimmt.

Paradoxiereise bringt es aber gerade der schnelle Fortschritt der Forschung mit sich, daß wegen der ständigen Zunahme der Erkenntnisse ein abschließendes Ergebnis noch nicht gegeben werden kann. Dieses „abschließende“ Ergebnis wäre für jede Deichstrecke der Küste die — wissenschaftlich gesicherte und eindeutig definierte — Angabe eines Bemessungswasserstandes, der entweder überhaupt nicht oder mit übersehbarem Risiko in einer gewissen Zeitspanne nicht überschritten werden kann.

Diesem negativen Ergebnis steht als positives Ergebnis gegenüber, daß die nach den bisher verwendeten Verfahren (Verfahren mit physikalisch denkbaren Sturmflutwasserständen, Überlagerungsverfahren, Häufigkeitsverfahren) ermittelten Bemessungswasserstände

1. bei den Verfahren nur um wenige Dezimeter voneinander abweichen und
2. an keiner Stelle selbst bei der Sturmflut vom Februar 1962 erreicht oder überschritten wurden.

Tabelle 1 zeigt, daß die HHThw, auch wenn sie von anderen Sturmfluten als von der am 16./17. Februar 1962 stammen, überall einige Dezimeter unter dem zwischen 1953 und 1962 ermittelten Bemessungswasserstand bleiben.

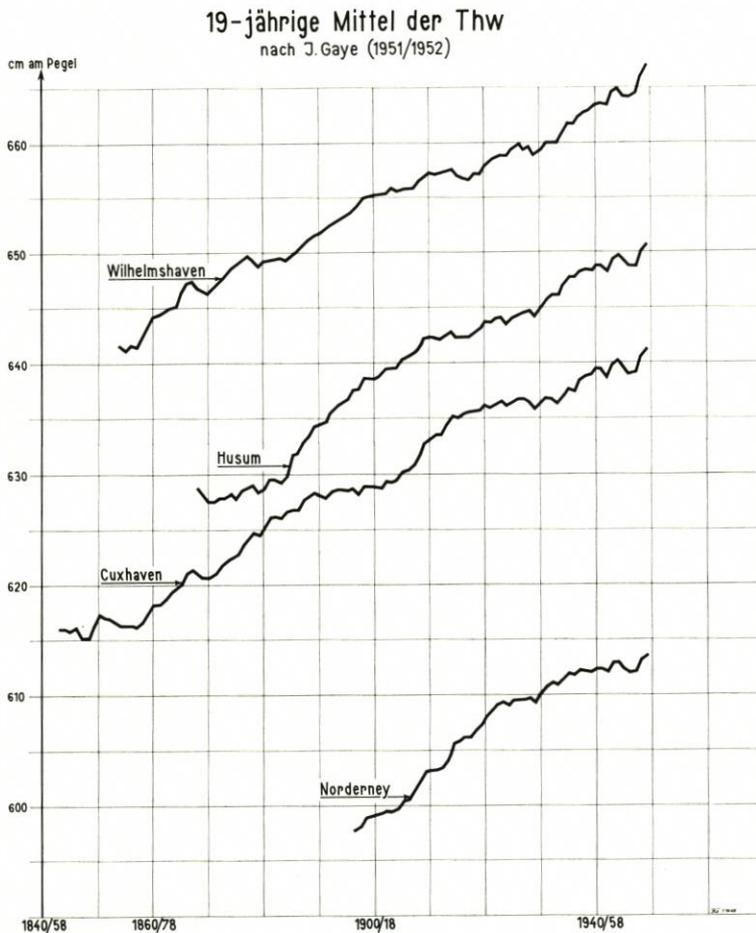


Abb. 1

Die Bemessungswasserstände in Schleswig-Holstein wurden dabei nach dem Häufigkeitsverfahren, die in Niedersachsen nach dem Verfahren der physikalisch denkbaren Sturmfluthöhen ermittelt. Von dem Ergebnis her betrachtet, liefern beide Verfahren ungefähr gleiche Werte.

Wissenschaftlich — und das muß leider betont werden — sind diese Werte nicht gesichert, ihr Gewicht ist ein empirisches. Es ist daher jede Bemühung zu unterstützen, weitere wissenschaftliche Ergebnisse zur Frage des höchsten Wasserstandes zu erhalten. Hierbei ist besonders an die Frage zu denken, ob durch langfristige meteorologische Änderungen in naher Zukunft

(d. h. in den nächsten Jahrzehnten) eine erhöhte Sturmflutgefahr für die deutschen Küsten besteht.

Ähnliches gilt für den säkularen Anstieg, der in den letzten 100 Jahren etwa 20 cm betragen hat. Wenn auch dieser Anstieg nicht immer gleichmäßig stattfand — es können Perioden stärkeren und geringeren Anstieges nachgewiesen werden —, so ist zur Zeit eine lineare Extrapolation in die Zukunft die einzige wissenschaftlich berechnete Interpretation der vorliegenden Naturbeobachtungen (also 2 mm Anstieg je Jahr); zukünftige Meßreihen müssen entscheiden, ob Abweichungen von der Linearität berücksichtigt werden müssen (Abb. 1).

Ausschlaggebend für die Praxis ist nun aber, daß für die Wahl der Seedeichhöhe nicht allein der Bemessungswasserstand, sondern als weiterer, und zwar entscheidender Parameter der Wellenauflauf maßgebend ist. Tab. 2 zeigt, daß die derzeitigen Bestickhöhen durchschnittlich 2 m, stellenweise sogar über 3 m über dem Bemessungswasserstand liegen, entsprechend den örtlichen Erfahrungswerten für den Wellenauflauf.

Damit wird die Frage der Genauigkeit, mit der der Bemessungswasserstand ermittelt werden kann, mit der Frage verbunden, wie genau eigentlich die zulässige Wellenbelastung eines Deiches ermittelt werden kann.

Während der Bemessungswasserstand noch eine einfache und klar definierbare physikalische Größe darstellt (der Scheitelwasserstand einer Sturmflut, von einem wellengedämpften Pegel aufgezeichnet), ist der Wellenauflauf bereits vom Wellenspektrum her eine statistisch streuende Größe; aber selbst bei völlig gleichen Wellen aus einer Wellenmaschine im Laboratorium streuen die Auflaufwerte infolge der Zufallseinflüsse beim Brechen der Wellen.

So muß — bei bekanntem Spektrum des Wellenauflaufes — wiederum eine „Bemessungsauflaufhöhe“ gewählt werden, etwa die Höhe, die von hundert Wellen nur dreimal überschritten wird oder die Höhe, bei der in einer bestimmten Zeitspanne nur eine bestimmte Überlaufmenge über der Deichkrone auftritt.

Im allgemeinen ist das Wellenspektrum vor den Deichen bei Sturmflutbedingungen nur wenig bekannt; es können daher auch die vorhandenen Berechnungsverfahren nicht angewendet werden, die die Berechnung des Wellenauflaufes aus den Wellenparametern gestatten. Seit alters her aber wurden durch Aufmessen der Spülsäume — die etwa den höchsten wirksamen Wellenauflauf während einer Sturmflut wiedergeben — Erfahrungswerte für den Wellenauflauf an einer Deichstrecke gewonnen; es ist mit diesem einfachen Verfahren der große Vorteil verbunden, daß dadurch auch örtliche Konzentrationen des Wellenangriffes (durch Deichvorsprünge, Morphologie des Vorlandes u. ä.) erfaßt werden, die sich einer nur zweidimensionalen Berechnung entziehen. Weiterhin werden durch die Spülsäume auch die örtlichen Wasserstandserhöhungen erfaßt, die durch Brandungsstau erzeugt werden können.

Auch an ein und demselben Ort wird sich der Spülsaum (= Höhe des wirksamen Wellenauflaufes) nicht unbedingt bei gleichem Sturmfluthöhen auf gleicher Höhe befinden; dies ist vor allem von der Lage des Deiches und seines Vorlandes zur Wind- oder Wellenrichtung abhängig.

Diese Abhängigkeiten sollten sorgfältig untersucht und nach Möglichkeit mit Wellenmessungen im Deichvorland verbunden werden. Denn die Unsicherheiten in der Bestimmung des maßgebenden Wellenauflaufes sind derzeit wesentlich größer als die des Bemessungswasserstandes. Dieser ist für die Flußdeiche und für die wellengeschützten Deiche zwar von ausschlaggebender Bedeutung; für die den Wellen ausgesetzten Seedeiche würde es aber sinnlos sein, eine Seedeichhöhe durch einen Bemessungswasserstand festzulegen, der auf wenige Zentimeter genau gesichert sein soll, wenn die Unsicherheit in der Ermittlung des Wellenauflaufes Meterbeträge erreichen kann.

Es muß dabei immer bedacht werden, daß ein vorlandgeprägter Seegang unmittelbar mit dem Wasserstand zusammenhängt und daß also sein zukünftiges HHThw, das höhere Wasser-

stände als die bisherigen liefert, auch höhere Wellen liefern wird. Es sollte versucht werden, eine Korrelation zwischen den Wasserständen vor dem Deich, Vorland, Watt oder Berme und dem senkrechten Abstand H<sub>Thw</sub>-Spülsaum aufzustellen, damit durch Extrapolation mindestens eine Schätzung des Wellenauflaufes bei außergewöhnlichen Sturmflutwasserständen möglich ist.

Außerdem muß berücksichtigt werden, daß die Höhe des Wellenauflaufes auch von der Neigung und der Form, bei Deckwerken auch von der Rauigkeit der Außenböschung abhängig ist. Hierfür sei auf die Empfehlungen der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“ des Küstenausschusses Nord- und Ostsee (22) hingewiesen.

Es besteht Einigkeit darüber, daß es wirtschaftlich untragbar wäre, die Deiche so hoch zu bauen, daß auch bei Sturmfluten von der Höhe des Bemessungswasserstandes keine einzige Welle die Deichkrone erreicht. Es muß daher immer wieder die Forderung erhoben werden, daß die Deiche auch einen Wellenüberschlag aushalten müssen. Die meisten Deichbrüche traten in der Vergangenheit durch Erosion der zu steilen Binnenböschung ein; derzeit wird eine binnenseitige Böschung von 1:3 als ausreichend sicher angesehen. Es gibt noch keine Unterlagen für ein optimales Deichprofil bei gegebener Höhe.

Mit Sicherheit aber kann gesagt werden, daß mehr als durch jede Erhöhung die Standicherheit der Seedeiche durch solche Maßnahmen erhöht wird, die eine Verminderung des Wellenangriffes bewirken. Die Energie einer Welle ist etwa dem Quadrat ihrer Höhe proportional; eine Dämpfung der Seegangshöhe um nur 25 % bedeutet daher die Verminderung der Wellenenergie und damit der Stärke des Wellenangriffes um fast die Hälfte. Vorlanderhöhungen und Landanwachs stellen daher ein ausgezeichnetes Mittel zur Erhöhung der Deichsicherheit dar.

Für die Festlegung der Bestickhöhe kann abschließend gesagt werden, daß es zur Zeit keinen ersichtlichen Grund gibt, den gegenwärtigen Bemessungswasserstand zu erhöhen; weitaus wichtiger sind Untersuchungen darüber, ob die Bestickhöhe über dem Bemessungswasserstand ausreicht.

Abschließend muß noch einmal betont werden, daß die hier vorgelegten Empfehlungen nur für Seedeiche, nicht aber für Flußdeiche oder solche Deiche, die dem Wellenangriff nicht ausgesetzt sind, gelten.

## V. Schrifttum

1. AGATZ, A.: Ansprache zur Eröffnung der 4. Arbeitstagung des Gesamtausschusses des Küstenausschusses Nord- und Ostsee. Die Küste 14 (1966), Heft 1.
2. DEPARTMENTAL COMMITTEE ON COASTAL FLOODING: Die Sturmflut vom 31. Januar/1. Februar 1953 in England. Die Küste 3 (1955), Heft 1/2.
3. FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 28, Hannover 1966.
4. GRONWALD, W.: Welche Erkenntnisse zur Frage der vermuteten neuzeitlichen Nordseeküstensenkung hat die Wiederholung des Deutschen-Nordseeküsten-Nivellements gebracht? Die Küste 8 (1960).
5. HENSEN, W.: Modellversuche über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 5, Hannover 1954.
6. HENSEN, W.: Modellversuche zur Bestimmung des Einflusses der Form eines Seediches auf die Höhe des Wellenauflaufes. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 7, Hannover 1955.
7. HENSEN, W.: Bericht der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste 14 (1966), Heft 1.
8. HUNDT, CL.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick der schleswig-holsteinischen Westküste. (Dienstbericht des Marschenbauamtes Heide, Pegelaußenstelle Büsum, aufgestellt im Herbst 1953.) Nicht veröffentlicht.

9. HUNDT, CL.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick der schleswig-holsteinischen Westküste, mit Berücksichtigung der Hollandsturmflut vom 1. Februar 1953. Die Küste 3 (1955), Heft 1/2.
10. HUNDT, CL.: Erkundungsreise Juli 1953 in das holländische Sturmflutkatastrophengebiet. (Dienstbericht der Pegelaußenstelle Büsum vom 5. 8. 1953.) Teilveröffentlichung in: Die Küste 3 (1955), Heft 1/2.
11. HUNDT, CL.: Beitrag zur Frage des maßgebenden Sturmflutseegangs vor einem Deich am Watt. Beispiel Büsum. Die Küste 10 (1962), Heft 2.
12. HUNDT, CL.: Der maßgebende Sturmflutseegang und Wellenauflauf für das Deichbestick der deutschen Nordseeküste auf Grund der Sturmflut vom 16. Februar 1962. Die Küste 10 (1962), Heft 2.
13. KLINGE, W.: Betrachtungen zu den Höhen der Deiche an Elbe und Weser. Die Küste 10 (1962), Heft 2.
14. KOOPMANN, G.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 in ozeanographischer Sicht. Die Küste 10 (1962), Heft 2.
15. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Untergruppe „Sturmfluten“: Stellungnahme zu der Untersuchung von Regierungsbaurat Schelling über die Sturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins (aufgestellt 7. 12. 1950.) (Im vorliegenden Bericht abgedruckt.)
16. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Sonderarbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“: Bericht über die Reise in die Niederlande zur Besichtigung der Sturmflutschäden vom 1. Februar 1953 (aufgestellt am 22. 1. 1954). Nicht veröffentlicht.
17. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Sonderarbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“: „Bericht über die Sturmflut vom 1. Februar 1953.“ Kiel, 11. März 1954. Nicht veröffentlicht.
18. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Sonderarbeitsgruppe „Sturmflut vom 1. Februar 1953“: Empfehlung für die Ermittlung eines „maßgebenden Sturmflutwasserstandes“ für die Bemessung der Sedeiche. Die Küste 4, (1955).
19. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Küstenschutz“: Allgemeine Empfehlungen für den deutschen Küstenschutz. Die Küste 4 (1955).
20. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Küstenschutz“: Gutachtliche Stellungnahme zur Anpassung der Warfen auf den nordfriesischen Halligen an die heute möglichen Sturmfluthöhen. Die Küste 6 (1957), Heft 1.
21. Küstenausschuß Nord- und Ostsee: Berichte der Küstenländer Niedersachsen, Schleswig-Holstein, Hamburg und Bremen über die Februar-Sturmflut 1962. Die Küste 10 (1962), Heft 1.
22. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste 10 (1962), Heft 1.
23. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Sturmfluten“: Der maßgebende Sturmflutseegang und Wellenauflauf an den Deichen (Ergebnisbericht 1). Die Küste 10 (1962), Heft 2.
24. Küstenausschuß Nord- und Ostsee: Berichte der Küstenländer Hamburg, Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Bremen über die nach der Februar-Sturmflut 1962 ausgeführten Hochwasserschutzarbeiten. Die Küste 14 (1966), Heft 1.
25. LAMPRECHT, H. O.: Brandung und Uferveränderungen an der Westküste von Sylt. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 8, Hannover 1955.
26. LEVERKINCK: Über den Einfluß des Windes auf die Gezeiten unter besonderer Berücksichtigung Wilhelmshavens und der Deutschen Bucht. Veröffentlichung des Kaiserl. Observatoriums in Wilhelmshaven, Berlin 1915.
27. LÜDERS, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. Wasser und Boden 9 (1957), Heft 2.
28. LÜDERS, K.: Bericht der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“. Die Küste 14 (1966), Heft 1.
29. LÜDERS, K.: Veröffentlichungen über die Februar-Sturmflut 1962. Die Küste 14 (1966), Heft 1.
30. MAGENS, CL.: Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 14, Hannover 1958.
31. PETERSEN, M.: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landes-schutzdeiche. Die Küste 3 (1955), Heft 1/2.
32. PETERSEN, M.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der Elbe bis zur dänischen Grenze. Wasser und Boden 9 (1957), Heft 2.
33. PETERSEN, M.: Die zweite Deichlinie im Schutzsystem der deutschen Nordseeküste. Die Küste 14 (1966), Heft 2.

34. PETERSEN, M.: Sturmflut 1962. Wasserstände an den Küsten der Nordsee. Die Küste 15 (1967).
35. RODEWALD, M.: Zur Entstehungsgeschichte der Sturmflut-Wetterlagen in der Nordsee im Februar 1962. Die Küste 10 (1962), Heft 2.
36. ROEDIGER, G.: Entwicklung und Verlauf der Wetterlage vom 16./17. Februar 1962. Die Küste 10 (1962), Heft 1.
37. SCHELLING, H.: Die Sturmfluten an der Westküste von Schleswig-Holstein unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Pegel Husum (aufgestellt am 1. 3. 1950). Die Westküste 1 (1952), Heft 1.
38. SCHULZ, H.: Verlauf der Sturmfluten vom Februar 1962 am deutschen Küsten- und Tidegebiet der Nordsee. Die Küste 10 (1962), Heft 1.
39. TOMCZAK, G.: Was lehrt uns die Holland-Sturmflut 1953? Die Küste 3 (1955), Heft 1/2.
40. WEMELSFELDER, P. J.: Wetmatigheden in het optreden van Stormvloeden. De Ingenieur 54 (1939), Heft 9.
41. ZITSCHER, FR. F.: Analyse zur Bemessung von Außenböschungen scharliegender Seedeiche gegen Wellenbeanspruchung. Wasser und Boden 14 (1962), Heft 10.



