

**PIANC•AIPCN**  
**Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen**



**22.**  
**Internationaler Schifffahrtskongress**



**Paris / Frankreich (Juni 1969)**  
**Deutsche Beiträge**

## Abteilung I — Binnenschifffahrt

### Thema 1

**„Technische Auffassung von wirtschaftlichen Lösungen, die für die Güterbeförderung und für die Verminderung der Zu- und Ablaufkosten günstig sind.“**

von

Dr. G. Aberle, Institut für Verkehrswissenschaft an der Universität zu Köln, 5000 Köln-Lindenthal; Dr.-Ing. H. H. Heuser, Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., 41 Duisburg; Ministerialrat Dipl.-Ing. A. Hoppe, Bundesverkehrsministerium, Abt. Binnenschifffahrt, 53 Bonn; Ministerialrat A. W. Lange, Bundesverkehrsministerium, Abt. Binnenschifffahrt, 53 Bonn; Rechtsanwalt H. U. Pabst, Verein zur Wahrung der Rheinschiffahrtsinteressen e. V., 41 Duisburg-Ruhrort; Dipl.-Ing. J. Richter, Hafenbetriebsgesellschaft Braunschweig mbH., 33 Braunschweig.

### Zusammenfassung

Die wachsende Verflechtung der Volkswirtschaften im europäischen Raum bringt eine Intensivierung des Güterverkehrs über die Staatsgrenzen hinweg mit sich.

Der künftige Anteil der Binnengüterschifffahrt am Transportvolumen wird wesentlich davon bestimmt, inwieweit es zu einer Bereinigung und Vereinheitlichung der Schiffstypen kommt. Eine solche Vereinheitlichung ist vor allem deshalb notwendig, damit die Ladungsträger im internationalen Rahmen austauschbar sind und die Vorteile der beiden Transportsysteme mit den besten Voraussetzungen für einen rationellen und ökonomisch günstigen Einsatz:

1. Schubboot — Schubverband

2. Motorgüterschiff — Schubverband bzw. Gliederschiff

voll genutzt werden können.

Es ist technisch möglich und empfehlenswert, bei Neubauten von Motorgüterschiffen und Gliederschiffen Hauptspant, Laderaumquerschnitt und Vorschiffsform identisch mit dem typisierten Schubleichter

EUROPA I 70×9,50 m

max. Ladungsmenge ca. 1 680 t

auszuführen.

Bei Schubverbänden für den Einsatz im allseitig beschränkten Fahrwasser, z. B. von Kanälen oder auf sehr langen Transportrelationen kann die Verwendung von Leichtern mit geringerer Völligkeit ( $\delta=0,88—0,90$  anstatt  $0,93—0,95$ ) vorteilhaft sein.

Im Hinblick auf eine allgemeine Steigerung der Fahrgeschwindigkeit zur Umlaufbeschleunigung von Binnengüterschiffen bleibt im physikalisch möglichen Rahmen nur wenig Spielraum und aus Rentabilitätsgründen nur geringer Anreiz. Sehr wichtig erscheint dagegen eine Festsetzung von Mindestgeschwindigkeiten, bezogen auf eine bestimmte Wassertiefe. Ihre Einhaltung würde wesentlich zur Vergleichmäßigung des Verkehrsflusses auf den stark belasteten europäischen Binnenwasserstraßen beitragen.

Für den schnellen Hafenumschlag sind zur Erhöhung der Gesamtwirtschaftlichkeit des Gütertransportes auf Binnenschiffen einige technische Lösungen für Schiffskonstruktion und -ausrüstung angegeben. Zu fordern sind einfache und für mechanische Ladegeräte brauchbare, möglichst ungeteilte Laderäume, die sowohl für Massengüter als auch für

Container und Stückgut geeignet sind, von einem Mann leicht bedienbare Laderaumabdeckungen aus Stahl, Leichtmetall oder Kunststoff in Roll- und Faltdeckelausführung, elektrisch oder hydraulisch angetriebene sichere Ankerwinden und Verwendung von drahtlosen Nachrichtenanlagen zur schnelleren Disposition der Schiffe im Hafen. Für flüssige Güter gefährlicher Art wird die Einteilung in Klassen nach internationalen Vorschriften genannt und die Art der Sicherheitsvorrichtungen an Bord und an Land umrissen.

Sieben verschiedene Transporteinheiten: Motorgüterschiffe, MS-Schubverbände und Schubboot-Schubverbände, werden in einer vergleichenden Selbstkostenrechnung für den Einsatz auf den drei Rheinrelationen

Rotterdam — Duisburg

Rotterdam — Mannheim

Rotterdam — Straßburg

im Massengutverkehr gegenübergestellt. Das Resultat bestätigt die eingangs gemachten Aussagen über die Zukunftschancen der verschiedenen Transportsysteme.

Von entscheidender Bedeutung für die künftige Entwicklung des Transportsystems Schubschiffahrt wird es sein, ob der freizügige Austausch von Leichtern allgemein eingeführt und damit die produktiven Jahresstunden der Schubboote gesteigert werden.

Ein öffentlicher Binnenhafen muß nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten geführt werden. Um wirtschaftlich arbeiten zu können, ist bei Neuanlagen die richtige Bemessung, insbesondere der sehr kapitalaufwendigen Wasserflächen und Uferanlagen eine wesentliche Voraussetzung. Ihre richtige Bemessung ist nicht nur von der Leistung der Umschlagsgeräte abhängig, sondern richtet sich weitgehend auch nach der Liegezeit, die die Binnenschiffe neben der reinen Umschlagszeit im Hafen zubringen. Die Liegezeit setzt sich aus der eigentlichen produktiven Zeit in der umgeschlagen wird und den Wartezeiten vor, während und nach dem Umschlag zusammen. Für die letzteren kann eine ganze Reihe unterschiedlicher Gründe aufgeführt werden. Aus bisher vorliegenden Untersuchungsergebnissen lassen sich Richtwerte für die auf die reine Umschlagszeit bezogenen Werte angeben. Dabei muß unterschieden werden zwischen Handels- und Industriehäfen sowie zwischen Endhäfen und Häfen an durchgehender Wasserstraße. Über die mit den Richtwerten ermittelte Hafentiefliefe läßt sich bei Neuplanungen die wirtschaftlich richtige Hafenbeckengröße bestimmen und das zweckmäßige Verhältnis zwischen Liege- und Umschlagsplätzen festlegen.

Wartezeiten der Schiffe vor dem Umschlag können durch eine frühzeitige Schiffsanmeldung verkürzt werden. Die telefonische Anmeldung der Lade- oder Löschbereitschaft erleichtert zugleich die Vorbereitung und Durchführung eines raschen Umschlags, der durch verschiedene technische und organisatorische Maßnahmen beschleunigt werden kann, was vor allem hinsichtlich der modernen Betriebsart der Schubschiffahrt und des Container-Transports von erheblicher wirtschaftlicher Bedeutung ist. Auch die Liegezeit der Schiffe nach dem Umschlag ist bei frühzeitiger, genauer Angabe der Beendigung des Umschlags auf ein Mindestmaß reduzierbar.

Der Transport von Gütern im gebrochenen Verkehr Binnenwasserstraße — Land stellt nur dann eine wettbewerbsstarke Alternative zum ungebrochenen Landverkehr dar, wenn bestimmte technische und ökonomische Mindestbedingungen erfüllt sind. Die dadurch verursachte schwierige Situation des gebrochenen nassen Verkehrs wird zu seinen Gunsten entschärft, sofern keine direkte Konkurrenzbeziehung zu bereits vorhandenem oder potentiell ungebrochenem Verkehr besteht. Eine Leistungs- und Kostenanalyse zeigt die komplexen Zusammenhänge der wirtschaftlichen Fragen des Zu- und Ablaufverkehrs der Binnenhäfen. Als Determinanten treten die geographische Lage

des Hafens, die wirtschaftliche Struktur des Hinterlandes und die Intensität des Substitutionswettbewerbs im gebrochenen Verkehr hervor.

Zur Beurteilung der hafen- und gesamtwirtschaftlich optimalen Gestaltung des Zu- und Ablaufverkehrs müssen als maßgebende Einflußgrößen:

- a) das Spannungsverhältnis zwischen technisch und wirtschaftlich günstigsten Hinterlandverbindungen
- b) spezielle hafenwirtschaftliche Gegebenheiten
- c) verladerbezogene Beurteilungskriterien
- d) gesamtwirtschaftliche Beurteilungskriterien

angesehen und für den konkreten Fall untersucht werden.

Vorschläge für eine ökonomisch-rationale Gestaltung des Hinterlandverkehrs umfassen hafenwirtschaftliche und schiffahrtsbezogene Maßnahmen, erforderliche Aktivitäten der Verladerschaft sowie bestimmte verkehrswirtschaftliche und verkehrspolitische Einflußnahmen des Gesetzgebers.

Die empirische Betrachtung des gebrochenen Binnenschiffsverkehrs in der Bundesrepublik Deutschland und ihre Veranschaulichung am Umschlagsverkehr der Häfen Hildesheim und Heilbronn zeigt:

1. Der Anteil des gebrochenen Verkehrs am gesamten Umschlagverkehr aller Binnenhäfen hat eine sinkende Tendenz.
2. Der Lkw löst die Eisenbahnen als Partner im gebrochenen Binnenschiffsverkehr immer mehr ab.
3. Die Zu- und Ablaufentfernungen überschreiten ohne besondere Facilitäten in der betreffenden Verkehrsverbindung nur selten die 100-km-Grenze, die zu großem Teil durch die Kraftfahrzeugfrachten bestimmt wird, die nur innerhalb dieser Nahverkehrszone niedriger sind als die Eisenbahnfrachten.
4. Trotzdem kann sich der gebrochene Verkehr in zahlreichen Verkehrsbeziehungen behaupten, in denen ihm besonders begünstigende Faktoren vorliegen und genützt werden, z. B.:
  - a) Bessere Befriedigung der Verladerinteressen bei der Umstellung auf Kraftwagenab- und zulauf,
  - b) Vorhandensein oder Neuanlage von Spezialumschlagsanlagen, Lagerhäusern etc. im Hafenbereich, insbesondere von Zentralverteilungslagern, die dem Verlader gehören oder von ihm betrieben werden, der das Transportrecht besitzt,
  - c) Günstige Differenzierung der für den Gesamttransportpreis maßgeblichen tariflichen Bestimmungen für Frachten, Schiffahrt- und Hafenabgaben zwischen Platz- und Hinterlandgütern,
  - d) Als Glied einer Seetransportkette bei gebrochenen Verkehren im In- und Export.

### Inhalt

	Seite
1. Anpassung der Transportmittel .....	12
1.1 Transportsysteme, Abmessungen, Formgebung und Antrieb der Fahrzeuge ..	12
1.2 Schiffstechnische Voraussetzungen für den Hafenumschlag .....	22
1.3 Wirtschaftlichkeitsvergleiche des Schiffstransports .....	25
2. Verkürzung der Umschlagsfristen .....	29
2.1 Wirtschaftliche Abmessungen öffentlicher Binnenhäfen .....	29
Der Einfluß der Hafenliegezeit .....	30

2.2 Organisationsfragen des Hafenbetriebs.	
Einflüsse auf die Wirtschaftlichkeit des Gesamttransports .....	34
3. Auswirkungen der Verbindungen mit dem Hinterland .....	37
3.1 Technisch ökonomische Erfordernisse für die Erzielung günstiger Wettbewerbsbedingungen eines Binnenhafens im Hinblick auf den gebrochenen Verkehr .....	37
3.2 Veranschaulichung der praktischen Auswirkungen der techn. ökonomischen Erfordernisse am Beispiel zweier ausgewählter Binnenhäfen .....	44

## 1. Anpassung der Transportmittel

### 1.1. Transportsysteme und Fahrzeuge

- a) Die Forderung nach Vereinheitlichung bei der Neubauplanung von Güterschiffen für die europäischen Binnenwasserstraßen.

Während die beförderten Gütermengen und die Transportleistungen der europäischen Binnenschifffahrt stetig zunehmen, herrscht in den Transportsystemen und besonders bei den Transportgefäßen selbst eine Typenvielfalt, die über das normale und notwendige Maß weit hinausgeht.

Dieser Tatbestand erklärt sich aus den großen Unterschieden im Ausbau der Wasserstraßen, in der Art der vorwiegend beförderten Güter und in der inneren Struktur des Binnenschifffahrtsgewerbes in den einzelnen Nationalstaaten. Bei wachsender Verflechtung der Volkswirtschaften und der damit verbundenen Intensivierung des Güternahverkehrs über die Staatsgrenzen hinweg kommt es zwangsläufig zu technischen Schwierigkeiten und wirtschaftlichen Verlusten infolge mangelnder Eignung der Transportmittel für die Fahrt auf den auswärtigen Wasserwegen.

Die Notwendigkeit zur Vereinheitlichung leitet sich aus Forderungen ab, die ausnahmslos eine Steigerung der Rentabilität zum Ziel haben:

Die zunehmende Menge der zu transportierenden Güter verlangt den Einsatz zeitsparender Umschlagseinrichtungen, die nur in Verbindung mit unter sich gleichartigen, umschlagsgerechten Schiffen ihren vollen Nutzen erreichen können (Verkürzung der umschlagsbedingten Liegezeiten).

Die Wirtschaftlichkeit des Gütertransports mit Binnenschiffen hängt u. a. davon ab, wie weit der Anteil der Leerfahrten vermindert und damit der Auslastungsgrad der Schiffe gesteigert werden kann (Verkürzung der Liegezeiten infolge Ladungsmangel). Der vernünftige Weg in diese Richtung ist ein weitgehender Austausch von Laderaum unter den Reedereien, der selbstverständlich an den Grenzen der europäischen Staaten nicht haltmachen kann. Ein solcher Austausch wird bei modernen Transportsystemen nur dann reibungslos funktionieren, wenn auf die Dauer eine Bereinigung der Typenvielfalt und eine Vereinheitlichung der Fahrzeuge vorgenommen wird.

Die starke Verkehrsbelastung vieler europäischer Wasserstraßen, insbesondere des Rheins, erfordert eine gegenseitige Angleichung der Fahrgeschwindigkeiten und die Einhaltung einer Mindestgeschwindigkeit. Fahrzeuge, die durch ihre Bauart oder durch unzureichende Motorisierung diese Mindestgeschwindigkeit nicht erreichen, bilden Verkehrshindernisse und können auf lange Sicht nicht mehr zugelassen werden. Eine Vereinheitlichung bei den Neubauten bietet auch in dieser Hinsicht wesentliche Vorteile.

Die Investitionskosten von Binnengüterschiffen als wesentlichste Einflußgröße der Selbstkostenrechnung müssen so niedrig wie möglich gehalten werden. Die Einführung neuer, einheitlicher Typen bietet den Werften die Möglichkeit, ihre Gesteungskosten zu senken, da Konstruktionsarbeiten weitgehend entfallen. In gleicher Weise werden sich die den Reedereien entstehenden Kosten für Instandhaltung und Reparatur vermindern.

Bei allen Erwartungen und Projekten der Schaffung von Standard-Schiffstypen müssen zwei Prinzipien von vornherein richtungsweisend sein:

1. Die Vereinheitlichung darf nicht zu weit getrieben werden. Erfahrungen in der Bundesrepublik Deutschland (BRD) haben gezeigt, daß eine zu sehr ins Einzelne gehende Standardisierung einerseits einen sehr großen Aufwand an Vorbereitungsarbeit und Zukunftsplanung erfordert und andererseits dazu führt, daß die Reeder die Standard-Typen ablehnen, wenn sie keine Möglichkeit haben, gewisse für ihre eigenen Transportbedingungen wünschenswerte Details selbst festzulegen.
  2. Die einmal auf internationaler Ebene und in nicht zu großem Umfang festgelegten Normen müssen für alle Schiffahrtstreibenden bindend sein. Abweichungen sollten nur in wirklichen Ausnahmefällen durch Sondergenehmigung zugelassen werden.
- b) Transportsysteme, Abmessungen, Formgebung und Antrieb der Fahrzeuge, Grenzen der Vereinheitlichung

Der Transport von großen, möglichst gleichbleibenden Mengen an Massengütern in festen Relationen ist und bleibt das Einsatzgebiet in dem die Binnenschiffahrt ihre größte Wirtschaftlichkeit im Vergleich zu anderen Verkehrsträgern erreicht. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich eine Degression der spezifischen Selbstkosten einer Reederei mit wachsender Größe der in einer nautischen Einheit beförderten Ladungsmenge.

Handelt es sich um sehr große Transportentfernungen, bei denen die umschlagsbedingten Liegezeiten im Vergleich zur gesamten Umlaufzeit gering sind, können mit Vorteil große Motorgüterschiffe bzw. Gliederschiffe eingesetzt werden. Für die vorherrschenden mittleren Transportentfernungen, etwa zwischen 200 und 800 km, ist im allgemeinen die Trennung von Antrieb und Laderaum wirtschaftlicher, sofern sie tatsächlich zur Verminderung der Liegezeiten des Antriebsteils ausgenutzt wird.

Aus personaltechnischen und nautischen Gründen darf man davon ausgehen, daß die konventionelle Schleppschiffahrt als Transportsystem keine Zukunftsaussichten mehr hat. Die Binnengüterschiffahrt in den europäischen Ländern wird ihre künftigen Aufgaben im wesentlichen mit zwei Systemen bewältigen:

1. Schubverband,  
bestehend aus 1 oder 2 Schubbooten und einem oder mehreren antriebslosen Leichtern.
2. Motorgüterschiff  
vorwiegend in Kombination mit einem Kahn oder einem Leichter in der Form des Motorgüterschiff-Schubverbands.  
Als Variante dieses Systems ist das Gliederschiff zu nennen, das für ausgesprochene Fernverkehre Zukunftsaussichten haben wird.

#### Schubverband

Von den genannten Transportsystemen wird dem Schubverband die größte Bedeutung zukommen. Die Begründung dafür ist, außer in der klaren Trennung von Antriebsteil und Ladungsträger, vor allem in der außerordentlichen Anpassungsfähigkeit des Schubsystems zu sehen. Tatsächlich ist es möglich — und wird bereits praktiziert — mit geeig-

neten Schubbooten und Leichtern alle schiffbaren Wasserstraßen, vom kleinsten Kanal bis zum großen Strom, zu befahren. Handelt es sich um Übergangsverkehr — z. B. vom westdeutschen Kanalgebiet in den Rhein und umgekehrt — so ist an den Nahtstellen normalerweise eine Neuzusammenstellung bzw. Auflösung der Leichterverbände und häufig auch ein Wechsel des Schubbootes erforderlich. Die Anpassung an die jeweiligen Fahrwasserbedingungen erfolgt beim Schubsystem also nicht durch verschiedene Größe und Bauart der Fahrzeuge, wie dies bei Motorgüterschiffen üblich war. Die nautische Einheit selbst wandelt ihre Gestalt durch Änderung der Leichterformation und Wechsel der Größe oder Anzahl der Schubboote.

Die Einführung der Schubschiffahrt bedingt demnach auch ein Umdenken und eine Neuorientierung des Binnenschiffahrtsgewerbes, d. h. der Menschen, die das neue System zur Anwendung bringen. Der Vergleich mit der Eisenbahn, deren Güterwagenzüge beim Übergang von Nebenstrecken auf Hauptlinien neu zusammengestellt und mit stärkeren Loks weiterbefördert werden, zeigt viele Parallelen. Das Personal hat festgelegte Fahrstrecken und Arbeitszeiten. Die Familie wohnt selbstverständlich an einem festen Ort und hat normalerweise keinerlei Bindung an das Fahrzeug, zu dessen Besatzung der Mann zählt. Es soll nicht verkannt werden, daß die Schiffahrt nicht generell mit den übrigen Verkehrsträgern vergleichbar ist, doch wird in den kommenden Jahren sorgfältig und gründlich zu prüfen sein, in welchen Punkten die Neuorientierung von Traditionen behindert wird und wo sie tatsächlich im Vergleich zu landgebundenen Transportsystemen spezifisch andere Lösungen erfordert.

Die Verbindung der beiden Transportsysteme Schubverband und Motorgüterschiff durch technische Vereinheitlichung ist möglich und verspricht einen besonders wirksamen Rationalisierungseffekt. Dazu ist zunächst die Festlegung gemeinsamer Hauptspantquerschnitte erforderlich.

Im Rahmen der EWG wird z. Z. die Typisierung von Schubleichtern für die europäischen Wasserstraßen der Klassen IV und V erarbeitet. Die wichtigsten Daten dieser Einraumschiffe sind nachfolgend zusammengestellt:

	Dim.	Typ I Normal- Leichter	Typ II Groß- Leichter
Länge über alles .....	m	70,00	76,50
Breite über alles .....	m	9,50	11,40
Breite a. Spt. ....	m	9,43	11,35
Seitenhöhe .....	m	3,50	3,50
Leertiefgang			
(Mittel a. vorn u. hinten, ohne Lukendach) .....	m	0,525	0,456
Fixhöhe ohne Lukendach auf Leertiefgang .....	m	4,30	4,40
Laderaum-Innenmaße, Variante B. d. t.			
Länge oben .....	m	60,30	66,90
unten .....	m	58,50	65,10
Breite oben .....	m	7,55	9,00
unten .....	m	7,55	9,00
Ladefähigkeit, Variante B. d. t.			
bei T = 3,20 m .....	t	1 680	2 236
bei T = 2,50 m .....	t	1 240	1 655

Variante B. d. t. = Leichter-BUGFORM für mäßige Stromgeschwindigkeiten. Leichter-HECKFORM mit auflaufendem Boden von 5,0 m vor Spiegel auf 0,9 m über Basis.

**EUROPA - Schubleichter, Typ II**

Hinterschiff Variante d.I.

Länge ü. alles = 76,50 m  
 Breite ü. alles = 11,40 m  
 Seitenhöhe = 3,50 m  
 Tiefgang, max. = 3,20 m  
 Fixpunkt ü. WL<sub>Lee</sub> = 4,40 m

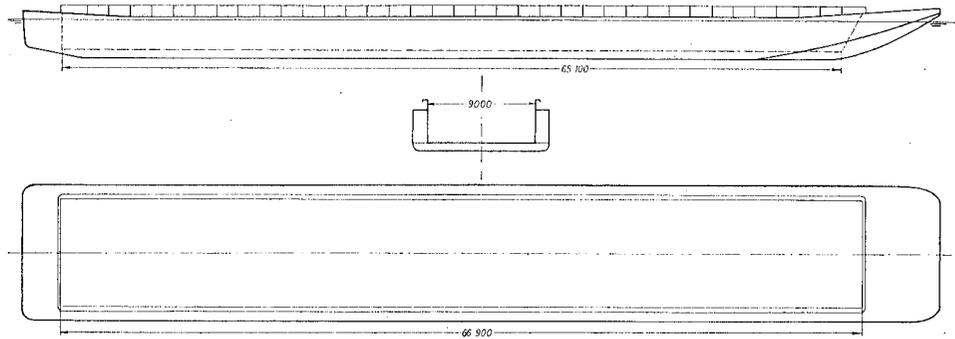


Bild 1  
 EUROPA-Schubleichter, Typ II Hinterschiff Variante d. t.

Bild 1 zeigt den Entwurf am Beispiel des Großleichters, Typ II.

Die Laderäume dieser Typleichter sind so bemessen, daß außer dem Transport von festen Massengütern eine optimale Stauung von genormten Containern der 20"- bzw. 40"-Klasse möglich ist.

Bei den Schubleichtern wird mit Recht einer hohen Völligkeit des Schiffskörpers zur Erzielung einer möglichst großen Ladefähigkeit der Vorrang gegenüber der Erzielung höherer Fahrgeschwindigkeiten im Verband gegeben. Dennoch erscheint es sinnvoll, bei der zu erwartenden Ausdehnung der Schubschiffahrt nach Anzahl der Fahrzeuge und Einsatzbereich nebenher auch dem Entwurf eines schlankeren Leichters Aufmerksamkeit zu schenken. Bei der Fahrt im allseitig begrenzten Wasser ist die verminderte Wellenbildung und die damit erreichbare Schonung von Fahrwassersohle und Uferböschung sowie die geringere Beeinflussung passierender Schiffe der entscheidende Vorteil von Schubleichtern mit kleinerer Völligkeit. Die technisch äquivalente höhere Fahrgeschwindigkeit mit schlankeren Leichtern bei gleicher Wellenbildung, die auf Strecken mit großem wasserführenden Querschnitt ausgenutzt werden könnte, wird im Regelfall gegenüber der möglichen Verminderung der Antriebsleistung bei unveränderter Geschwindigkeit zweitrangig sein. Für einen solchen schlankeren Leichtertyp kämen etwa folgende Abmessungen und Daten in Betracht:

Länge über alles .....	(m)	82,50
Breite über alles .....	(m)	11,00
Seitenhöhe .....	(m)	3,50
Tiefgang, max. ....	(m)	3,20
Länge i. d. WL .....	(m)	81,60
Blockkoeffizient .....	(—)	0,882
Ladefähigkeit, max. ....	(t)	2 180

Die Breite von 11,00 m ist gewählt für den durch vorgegebene Schleusenbreiten von 12,00 m, 23,00 m und 34,00 m nicht behinderten Verkehr dieser Leichter auf der künftigen EUROPA-Wasserstraße Rhein-Main-Donau zwischen Rotterdam und dem Schwarzen

Meer. Nach den bisher durchgeführten Berechnungen erzielen einspurige Verbände aus zwei solchen Leichtern und einem Schubboot en flèche bei gleicher Geschwindigkeit und geringerem Leistungsbedarf eine erheblich verminderte Wellenbildung oder alternativ — bei gleicher Leistung und Wellenbildung — 4—7% höhere Fahrgeschwindigkeiten.

Bei den Schubbooten ist eine Typisierung in der BRD bisher noch nicht eingeleitet worden. Eher als bei den unbemannten Leichtern stößt man im Falle der Schubboote an eine Grenze, die der Typisierung aus berechtigten Gründen gesetzt ist. Der Zuschnitt der Einrichtung des Fahrzeuges, das Arbeitsplatz und Unterkunft der Besatzung zugleich sein muß, wird stets von individuellen Wünschen bestimmt und Ausdruck der oft jahrzehntelangen Erfahrungen der einzelnen Reedereien sein. Andererseits sind die Hauptabmessungen, die Formgebung und Teile der technischen Ausrüstung für eine Vereinheitlichung geeignet und die Reeder sollten deren Vorteile nutzen. Wegen der nur selten gegebenen Notwendigkeit, mit anderen Schubbooten gemeinsam einen Leichterverband zu befördern, ist eine Verpflichtung auf Einhaltung der Typen im Gegensatz zu den Verhältnissen bei den Leichtern jedoch nicht erforderlich. Die Kostenvorteile bei Anschaffung, Betrieb und Unterhaltung allein werden dafür sorgen, daß größere Abweichungen von den Einheitstypen die Ausnahme bilden.

Für die Binnenwasserstraßen der BRD ist nach dem derzeitigen Stand der Entwicklung eine Beschränkung und Vereinheitlichung auf folgende Abmessungen und Antriebsleistungen von Schubbooten möglich und sinnvoll:

Bezeichnung	L × B × H	Antriebsleistung P <sub>Se</sub> ca.	Einsatzgebiet	geeignet für Leichterverband:
Kleinschubboot Typ I	12,0 × 5,6 × 2,5	1 × 500	Kanäle Nebenflüsse (Rhein)	1 N; (2 N) 1 N; (2 N); 1 G (1 N)
Kleinschubboot Typ II	15,0 × 8,0 × 2,8	2 × 500	Kanäle Nebenflüsse Rhein	2 N; 2 N; 1 G 1 N; (2 N)
Streckenschubboot Typ I	19,0 × 9,5 × 2,8	2 × 750	Nebenflüsse Rhein	2 N; 2 G 4 N; 2 G
Streckenschubboot Typ II	30,0 × 11,2 × 2,8	2 × 1 000	Rhein	4 N; 4 G
Großschubboot	32,0 × 11,5 × 2,8	3 × 1 000	Rhein	4 G*)

N = NORMALLEICHTER 70 × 9,50 m  
G = GROSSLEICHTER 76,5 × 11,40 m

Verbände in ( ) sind nur bedingt einsetzbar bzw. noch nicht zugelassen.

\*) Es wird angestrebt, das Großschubboot auch mit einem Leichterverband 6 G einzusetzen.

Außer den genannten Hauptabmessungen und den Antriebsleistungen — letztere sind als Näherungswerte zu verstehen — sollten diejenigen Teile der Ausrüstung, die

- a) der schnellen und zuverlässigen Kopplung der Schubboote mit den Leichtern
- b) der nautischen und der allgemeinen Verkehrssicherheit

dienen, vereinheitlicht bzw. genormt werden.

In erster Linie gehören in diese Gruppe:

Poller, Seite, Winden (evtl. hydraulische Spannvorrichtungen), Zahl Größe und Anordnung der Anker, sowie Funk- und Radarsysteme. Alle Kleinschubboote sind wegen der Fahrt im Kanalgebiet grundsätzlich mit Hubvorrichtungen für das Steuerhaus auszurüsten.

Hinsichtlich der Einrichtung des Steuerstandes sind in den letzten Jahren Anstrengungen gemacht worden, die eine Vereinfachung und Erleichterung der Überwachungs- und Steueraufgaben der Schiffsführung zum Ziel haben. — Im Modellfall des Rhein-Schubboots „Braunkohle I“ wurde eine weitgehende Automatisierung der Überwachung von Maschinenanlage und Rudersystem zusammen mit einer nach neuen arbeitsphysiologischen Erkenntnissen gestalteten Fahrpultanlage für den Schiffsführer erfolgreich erprobt. Wie überall bei technischen Neuerungen sind auch in diesem Fall mannigfache Schwierigkeiten zu überwinden und Vorurteile auszuräumen. Man darf jedoch sicher sein, daß sich die Fortschritte in der Automation und der Gestaltung funktionsgerechter Arbeitsplätze auch in der modernen Binnenschifffahrt positiv auswirken werden.

#### Motorgüterschiff

Das Motorgüterschiff als Alleinfahrer wird in Zukunft nur noch in wenigen Relationen und nur noch für wenige Spezialgüter-Transporte selbstkostendeckend eingesetzt werden können. In der Form des MS-Schubverbandes mit 1 Kahn oder Leichter in Reihe gekoppelt bietet sich eine — und wahrscheinlich die einzige — Möglichkeit, den großen Bestand an guterhaltenen MS und Kähnen mit wirtschaftlichem Nutzen weiterzuverwenden.

Für evtl. Neubauten kommen in erster Linie große MS in kostensparender Einfachbauweise in Betracht, die im Verband mit einem Schubleichter für große Transportentfernungen rentabel eingesetzt werden können.

Die Vereinheitlichung von Motorgüterschiffen für europäische Wasserstraßen kann daher zunächst auf 1 Größe beschränkt werden. Die Daten nur dieses sog. EUROPA-Motorgüterschiffes sollten in einem für die Typisierung erforderlichen Umfang anhand der nachfolgenden Richtwerte festgelegt werden:

#### EUROPA-Motorgüterschiff

Länge über alles .....	(m)	80,00	(85,00)
Breite über alles .....	(m)	9,50	
Seitenhöhe .....	(m)	3,50	
Fixhöhe ohne Lukendach auf Leertiefgang .....	(m)	4,40	
<hr/>			
Ladefähigkeit			
bei T = 2,50 m .....	(t)	1 350	(1 450)
T = 3,00 m .....	(t)	1 670	(1 790)

Während die Gesamtlänge des EUROPA-Motorgüterschiffs zunächst mit 80 m festgesetzt war, wird in der BRD das Maß von 85 m für zweckmäßiger gehalten. Der Antrieb ist, je nachdem ob das Schiff vorwiegend in der Alleinfahrt oder in der Schubfahrt zum Einsatz kommt, mit Leistungen von 800—1000 PSe auf 1 Propeller bzw. 900—1200 PSe auf 2 Propeller verteilt zu bemessen.

Von entscheidender Bedeutung für ihren Einsatz ist künftig die Eignung der Motorgüterschiffe zur Mitnahme von Schubleichtern. Technisch zweckmäßig und kostensenkend wird die Wahl gleicher Hauptspante für beide Schiffsarten sein. Das Hauptspant des Normal-Schubleichters 75 × 9,50 m sollte für den MS-Typ übernommen werden. Darüber hinaus ist eine Anpassung des MS-Vorschiffs an die Forderungen des Schiebens eines Leichters im einspurigen Verband (en flèche) erforderlich.

Da diese Fahrt im Verband sehr häufig, wenn nicht die Regel sein wird, ist bei der Vereinheitlichung alternativ eine spiegelbildliche Ausführung von MS-Bug und Leichterheck aus strömungstechnischen Gründen vorzuschlagen. Für den seltenen Fall der Allein-

fahrt eines solchen Fahrzeuges kann eine Abweiserplatte am Bug zur Widerstandsverminderung nach vorn ausgeklappt werden.

Heute werden noch in größerer Zahl sog. „Koppelverbände“ aus einem konventionellen MS und einem vorhandenen Schleppkahn eingesetzt, die auf dem Rhein im starren Schubverband — MS schiebt Kahn — und im Kanalgebiet als Schleppgelenkverband — MS schleppt Kahn an einer kurzen Stange mit Gelenkpunkt auf dem Heck des MS — verkehren. Der Kahn verfügt dabei nach wie vor über eine Ruderanlage, die jedoch nur bei der Fahrt im Schleppgelenkverband benutzt und vom Steuerstand des MS aus fernbedient wird. Im Gegensatz zu dieser für die Weiterverwendung vorhandener Schiffe guten Übergangslösung erscheint es zweckmäßig, die Kombination aus EUROPA-Motorgüterschiff und Schubleichter grundsätzlich nur als starren Verband „MS hinter Leichter“ vorzusehen. Das Erfordernis, bei Gelenkverbindung Zusatzeinrichtungen auf den Leichtern zu installieren, würde solche Leichter aus dem Standard der Vereinheitlichung auf einem Niveau niedrigster Investitionskosten herausheben und sich daher wohl nicht durchsetzen können.

### Gliederschiff

Die Bezeichnung soll klar zum Ausdruck bringen, daß es sich dabei nicht um einen Verband handelt, sondern um ein mehrteiliges Fahrzeug, dessen Glieder zwar austauschbar sind, im Regelfall jedoch zusammen bleiben und nur beim Umschlag voneinander getrennt beladen und gelöscht werden können.

Ob die Verbindung zwischen den Gliedern als „Passivgelenk“, d. h. ohne direkte Kraftbetätigung oder als „Aktivgelenk“ mit Hydraulik-Zylindern als Betätigungsgliedern ausgeführt wird, bleibt im Einzelfall genaueren Untersuchungen vorbehalten. Im ersteren Fall ist zur Einleitung der Anschwenk- und Rückstellbewegungen der Bugeinheit ein Steuerorgan auf deren Vorschiff erforderlich. Eine Standardisierung dieser Steuerorgane und der Verbindungselemente ist erforderlich, um gegebenenfalls den Austausch der vorderen Schiffsglieder nicht zu behindern.

Gliederschiffe sind, ebenso wie große, einteilige Motorgüterschiffe, in erster Linie für solche Relationen interessant, bei denen die umschlagsbedingten Liegezeiten klein sind im Vergleich zur gesamten Reisezeit.

Die Konkurrenzlage relativ zu den Schubverbänden wird also günstiger mit wachsender Transportentfernung. Das schiebende Motorgüterschiff und das Gliederschiff sind außerdem immer dann in die Überlegungen einzubeziehen, wenn es sich nicht um regelmäßige Pendelverkehre zwischen festen Endpunkten handelt, d. h. wenn die Schubverbände ihren wirtschaftlichen Vorteil kürzester Liegezeiten des Antriebsteils nicht ausnutzen können.

Es versteht sich, daß zur Baukostensenkung von Gliederschiffen in der Normalgröße das hintere Glied dem EUROPA-Motorgüterschiff sehr weitgehend und das vordere Glied dem Standardleichter zumindest im Hauptspant entsprechen sollten.

Die Formgebung des Vorschiffs der Heckeinheit ist grundsätzlich in Anpassung an das Heck der Bugeinheit vorzunehmen, da eine Alleinfahrt nur bei Bewegungen im Hafen oder Koppelmanövern im Strom in Betracht kommt. Die Längen der Einzelglieder sind zweckmäßig mit

L <sub>üa</sub> Heckeinheit	=	85 m
L <sub>üa</sub> Bugeinheit	=	75 m
L <sub>üa</sub> total	=	160 m

zu bemessen.

Für die Normalbreite von 9,50 m ergibt sich eine gesamte Ladefähigkeit des Gliederschiffes von ca. 2700 t bei 2,50 m Tiefgang. Eine strömungsgünstige Formgebung zur Erzielung höherer Geschwindigkeiten als mit einspurigen Schubverbänden ist in diesem Fall möglich. Eine größere Variante des Gelenkschiffes, die allerdings nicht mehr im westdeutschen Kanalsystem verkehren könnte, wäre mit 11,00 m Breite und 170 m Gesamtlänge — bei 90 m Länge des hinteren Schiffsgliedes — in der Lage, den Rhein, die kanalisierten Nebenflüsse und später die gesamte Europa-Wasserstraße Rhein-Main-Donau mit ca. 3100 t Ladung (bei 2,50 m Tiefgang) zu befahren.

Eine Vereinheitlichung in Konstruktion und Bau von Gliederschiffen kann und sollte auf Hauptabmessungen, Hauptspant, Kupplungsglieder und evtl. Bugsteuerorgane beschränkt werden.

Die einfache Bauart moderner Binnengüterschiffe und Schubboote erfordert scheinbar keine besonderen schiffbaulichen Überlegungen und Planungen mehr. Tatsächlich jedoch ist die Entwurfsaufgabe eher schwieriger als früher geworden. Das Ziel der hydrodynamisch günstigen Formgebung von Schiffen mit geraden oder allenfalls einfach gebogenen Platten konnte in den letzten Jahren nur mit Hilfe umfangreicher Modellversuchsserien angegangen werden und ist heute noch nicht endgültig erreicht. Insbesondere die eingetunnelten Hinterschiffe von Flachwasser-Schubbooten erfordern beim Entwurf der Unterwasserform die richtige Anwendung der Summe von theoretisch und versuchsmäßig gewonnenen Erkenntnissen der letzten Jahre. Die einzelne Entwurfsaufgabe wird noch dadurch erschwert, daß die Schiffe zur Erzielung einer hohen Ladefähigkeit bzw. — bei Schubbooten — zur Erzielung kleiner Hauptabmessungen bei großer Leistung, durchweg mit sehr hohen Völligkeitsgraden gebaut werden.

In engem Zusammenhang mit der Formgebung ist die Wahl der Antriebsorgane zu sehen. Sowohl für Schubboote als auch für Motorgüterschiffe bzw. Gliederschiffe wird wahrscheinlich der drei- und mehrflügelige Schraubenpropeller seine Bedeutung als wichtigstes Propulsionsorgan behalten. Die Verwendung von Düsen zur Erhöhung des nutzbaren Schubes der hochbelasteten Flachwasserpropeller wird sich auch bei den Motorgüterschiffen weiter durchsetzen. Schubboote und Motorgüterschiffe werden die Vorteile von aktiven Steuerorganen nutzen und mehr als bisher sog. Ruderpropeller mit um 360° drehbarer und in der Höhe verstellbarer Propellerwelle als Hauptantriebsorgane verwenden. Bei den allgemein bekannten Tiefgangsbeschränkungen auf unseren westeuropäischen Binnenwasserstraßen, die sich unmittelbar als Beschränkung der verwendbaren Propellerdurchmesser der Schiffe auswirken, sollte die motorische Antriebsleistung je Welle auf maximal 1100 PSe begrenzt werden.

#### c) Möglichkeiten einer Steigerung der Fahrgeschwindigkeit

Zu den Mitteln der Umlaufbeschleunigung der Schiffe gehört u. a. die Steigerung der Fahrgeschwindigkeit. Da von der Verladeseite her bei Massengütern die Schnelligkeit des Transports eine untergeordnete Rolle spielt und allein die wichtigsten Güter dieser Gruppe

Baustoffe  
Mineralöle  
Erze  
Kohle  
Eisen und Stahl

mit fast 80% am gesamten Gütertransport auf den deutschen Binnenwasserstraßen beteiligt sind, ist bisher der Geschwindigkeit der Güterschiffe nur geringe Beachtung geschenkt worden. Das Interesse an höheren Geschwindigkeiten nimmt mit der Wertigkeit der beförderten Güter einerseits und der Transportentfernung andererseits zu.

Die technischen Möglichkeiten zur Steigerung der Geschwindigkeit großer völliger Verdrängungsfahrzeuge auf flachem Wasser sehr beschränkt. Dieser Kategorie von Fahrzeugen, die u. a. alle wirtschaftlich vertretbaren Ausführungen von Güterschiffen auf Binnenwasserstraßen umfaßt, ist es nicht möglich, bestimmte, durch die Wassertiefe festgelegte Geschwindigkeitsgrenzen zu überschreiten. Theoretisch liegt diese Grenze bei der sog. Stauwellengeschwindigkeit

$$V_{\text{krit.}} = \sqrt{g \cdot h}$$

$V$  in m/s  
 $h$  = Wassertiefe in m  
 $g$  = Erdbeschleunigung  
 $= 9,81 \text{ m/sek}^2$

Durch Absenkung des Wasserspiegels um das fahrende Schiff erhält  $h$  einen niedrigeren Wert als die Tiefe des ungestörten Wassers. Daher liegt das sehr hohe Widerstandsmaximum normalerweise bei

$$V_{W_{\text{max.}}} = 0,92 \sqrt{g \cdot h}$$

Spezifischer Widerstand eines Binnenschiffes bei verschiedenen Wassertiefen

Typischer Verlauf der Widerstandskurven

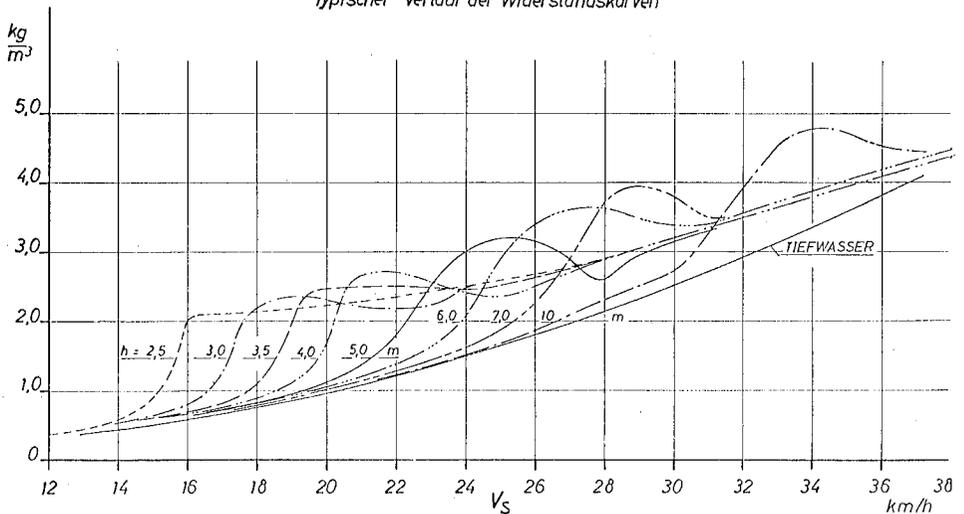


Bild 2  
Spezifischer Widerstand eines Binnenschiffes bei verschiedenen Wassertiefen

Bild 2 zeigt den typischen Verlauf von Widerstandskurven auf flachem Wasser im Vergleich zur Tiefwasserkurve für ein Verdrängungsschiff. Es leuchtet ein, daß die in der Praxis erreichbaren Geschwindigkeiten erheblich geringer sein werden als  $V_{W_{\text{max.}}}$ , da der sehr steile Anstieg der Widerstandskurven schon vor Erreichen des Maximums einen unwirtschaftlich hohen Aufwand an Vortriebsleistung erfordert. Darüber hinaus nehmen die von Bug und Heck des fahrenden Schiffes ausgehenden Wellenzüge einen Umfang an, der zu einer starken Behinderung der übrigen Schifffahrt bei Passiervorgängen führt.

Bild 3 stellt die Grenzkurven und die tatsächlich gefahrenen Geschwindigkeiten als Funktion der mittleren ungestörten Wassertiefe dar. Bei Verminderung des Völligkeitsgrades auf  $\delta \sim 0,8$  (heutige Werte von Binnengüterschiffen  $\delta = 0,85 - 0,95$ ) wäre die Grenze

Stauwellengeschwindigkeit und Grenzgeschwindigkeiten  
abhängig von der Wassertiefe

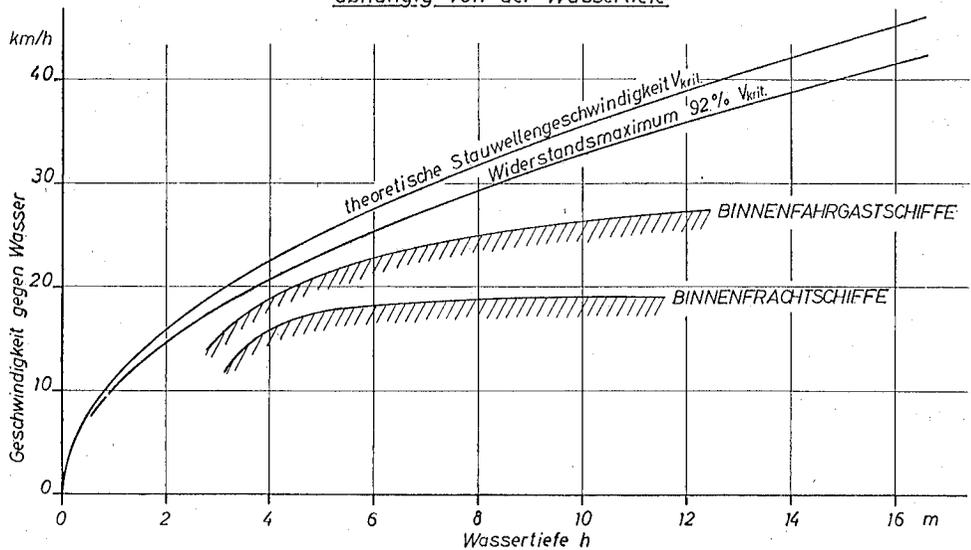


Bild 3

Stauwellengeschwindigkeit und Grenzgeschwindigkeiten abhängig von der Wassertiefe

der technisch erreichbaren Geschwindigkeit von Güterschiffen etwa durch die Kurve für Fahrgastschiffe gegeben. Der dazu erforderliche Mehraufwand an Leistung ist jedoch wirtschaftlich nicht zu verantworten. Bei unveränderter Völligkeit des Schiffskörpers, die aus Gründen der Ladekapazität sehr wünschenswert ist, sind die möglichen Geschwindigkeitssteigerungen erheblich geringer. Als Beispiel sei angeführt, daß zur Erhöhung der Geschwindigkeit des Typschiffs JOHANN WELKER auf einer mittleren Wassertiefe  $h=5,0$  m von

$$V = 16,5 \text{ km/h} = 0,655 \times V_{krit}.$$

$$\text{auf } V = 18,5 \text{ km/h} = 0,735 \times V_{krit}.$$

d. h. um 12%, eine Leistungssteigerung auf weit mehr als das Doppelte erforderlich ist.

Die bisherigen Ausführungen und das Beispiel gelten für die Fahrt in seitlich nicht beschränktem Wasser. Im allseitig begrenzten Fahrwasser von engen Kanälen ist eine nennenswerte Geschwindigkeitssteigerung von der Antriebsseite der Schiffe her überhaupt nicht möglich, da hier als zusätzliche und einschneidendste Beschränkung die Sicherheit gegen Beschädigung von Sohle und Böschungen beachtet werden muß. Nur bei Vertiefung und Erweiterung eines vorgegebenen Kanalprofils können höhere Geschwindigkeiten realisiert und zugelassen werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß eine Erhöhung der effektiven Geschwindigkeiten von großen Güterschiffen auf Flachwasser zwar in begrenztem Umfang technisch möglich, jedoch nur in seltenen Fällen wirtschaftlich vertretbar ist. Demgegenüber ist jedoch mit Recht und zum Nutzen aller Verkehrsteilnehmer die Einhaltung einer Mindestgeschwindigkeit zu fordern. Nach dem derzeitigen Stand der schiffbautechnischen Entwicklung kann die Formgebung so gewählt und die Leistung so bemessen und ausgenutzt werden, daß eine Relativgeschwindigkeit zum Wasser

$V_{\min.} = 15 \text{ km/h}$  bei alleinfahrenden Schiffen  
 und  $V_{\min.} = 12 \text{ km/h}$  bei Schiffsverbänden

auf seitlich nicht beschränktem Wasser von 5,0 m mittlerer Tiefe nicht unterschritten wird. Eine allgemeine Einhaltung dieser unteren Geschwindigkeitsgrenzen in der Streckenfahrt würde wesentlich zur Vergleichmäßigung und Entschärfung der Verkehrsverhältnisse auf den stark befahrenen Binnenwasserstraßen beitragen.

### *1.2. Schiffstechnische Voraussetzungen für den Hafenumschlag*

In Anbetracht der Tatsache, daß die Wirtschaftlichkeit des Gütertransports mittels der Binnenschifffahrt entscheidend von der Schnelligkeit des Schiffsverkehrs abhängt, kommt der zügigen Abfertigung der Schiffe in den Häfen und hier wieder dem technisch beeinflussbaren Teil, nämlich dem Umschlagvorgang, erhöhte Bedeutung zu. Dieser Umschlag erfordert neben den an anderer Stelle behandelten Hafen- und Förderanlagen einige wesentliche Voraussetzungen am Schiff selbst. Hierzu gehört in erster Linie die Gestaltung des Laderaumes, der die Verwendung neuzeitlicher rationeller Umschlaggeräte erlauben muß. Das sind insbesondere Greifer mit großem Inhalt, Förderbänder, Raupenschlepper, Gabelstapler, Hubwagen und, was einer späteren Entwicklung vorbehalten bleiben muß, leistungsfähige bordeigene Lade- und Löscheräte. Alle diese Einrichtungen sowohl für Massengut als auch Container und Stückgüter fordern einen großen Laderaum, möglichst ohne Unterteilung und Unterstau, mit glatten senkrechten Seitenwänden. Diese Forderung ist in den bereits erwähnten Schubleichtern Europa I und Europa II in vollkommener Weise erfüllt. Aber auch bei den Motorgüterschiffen, die für bestimmte Relationen namentlich auf Wasserstraßen, die gewisse Größenbeschränkungen erfordern, in absehbarer Zeit ihr Betätigungsfeld behalten dürften, zeigen einige bemerkenswerte Neubauten der deutschen Binnenflotte den Trend zum Zwei- und Einraumschiff (MS Dortmund 80,00 m  $\times$  9,50 m, Halensee IV und V, Seydschiffe 11 und 12, sämtlich mit den Abmessungen 80,00 m  $\times$  9,00 m, Graciela 67,00 m  $\times$  9,00 m). Schließlich ist die Modernisierung vorhandener Schiffe mit dem Ziel des Ein- oder Zweiraumschiffes möglich. Festigkeitsuntersuchungen haben ergeben, daß Umbauten mit einem nur geringen Tragfähigkeitsverlust ausführbar sind. Die konstruktiven Maßnahmen erstrecken sich im wesentlichen auf den Umbau der Querschotte zu Rahmenspannten, den Einbau eines zusätzlichen Längsbalkens im Gangbord und eines verstärkten Lukensüls sowie eines Wallgangschottes. Die geschilderten Umbaumaßnahmen sind besonders im Zuge von Schiffsverlängerungen empfehlenswert, da kleinere Einheiten wie z. B. der Typ „Gustav Koenigs“ nur noch im begrenzten Umfang wirtschaftlich sind. Da zur Zeit gerade im Bereich der westdeutschen Kanäle die Längenabgrenzung von Schubverbänden und Motorgüterschiffen von 80,00 m auf 85,00 m erweitert ist, ergeben sich auch Umbau- und Neubaumöglichkeiten für einen vergrößerten Typ „Johann Welker“, womit die Wirtschaftlichkeit des Selbstfahrers in bestimmten Relationen gegeben sein dürfte. Denn bei allen Vorteilen der Schubschifffahrt, wie Trennung des Maschinenträgers vom Laderaum, Leichteraustausch, Personalsparnis u. a. wird sich der Selbstfahrer auf den deutschen Wasserstraßen mindestens für absehbare Zeit behaupten.

Die Auffassung, daß das Binnenschiff in erster Linie ein Transportmittel für Massengüter ist, könnte, bedingt durch den unaufhaltsamen Vorstoß der Container in der Seeschifffahrt, den die Seehäfen mit dem Ausbau von „Terminals“ bereits in beachtlichem Umfang aufgefangen haben, eine gewisse Wandlung erfahren. Verschiedene Überlegungen einiger Reedereien und Verladeorganisationen deuten darauf hin. Gerade unter dem Gesichtspunkt der kostensparenden Güterbeförderung und der Verminderung der Zu- und Ablaufkosten, dürften die Vorteile der Containerverwendung wie z. B. Verpackungs-

ersparnis, Schutz gegen Feuchtigkeit, Verderb (Kühlcontainer), Diebstahl, schneller Umschlag bei geeigneten Lade- und Löscheinrichtungen durchaus zu überlegen sein. Inwieweit die diskutierten Binnenschiffstypen für diese Beförderungsart geeignet sind, zeigt folgende Tabelle:

Zahl der zu befördernden Behälter

Behälterart	Typ Welker 80×9,50	Europa I 70×9,50	Europa II 76,50×11,40
ISO 1 C 20 Fuß	48	54	70
ISO I A 40 Fuß	—	24	30

Bei einem Maximalgewicht von 20 t für den 20-Fuß-Container und von 30 t für den 40-Fuß-Typ ist bei voller raummäßiger Ausnutzung eine Abladung auf 2,00 m bis 2,20 m gegeben, was einen fahrplanmäßigen Verkehr, der bei dieser Transportart gefordert werden muß, in vielen Relationen, auf dem Rhein oberhalb St. Goar allerdings erst nach der z. Z. betriebenen Rheinregulierung, zuläßt.

Neben der Ausbildung eines den Umschlag in jeder Weise erleichternden Laderaumes muß auch die Ausrüstung des Schiffes dieser Forderung weitgehend entgegenkommen. Während bei den Schubleichtern, abgesehen von Spezialausführungen für besondere Ladungen, auf die Abdeckung des Laderaumes verzichtet wird, ist der Schutz empfindlicher Güter beim Motorgüterschiff infolge seiner vielseitigen Verwendung unumgänglich. Die bei älteren Schiffen im Gebrauch befindliche hölzerne Lukenabdeckung, deren Lukendeckel einzeln von Hand auf- und abgelegt werden müssen, erfordert hohen Zeit- und Personalaufwand und birgt zudem noch Unfallgefahren in sich. Bei Neubauten sind mit bestem Erfolg fahrbare oder faltbare Lukendeckel verwendet worden, die sich im Betrieb bewährt haben und daher mehr und mehr in Gebrauch kommen. Verschiedene Werkstoffe kommen hierfür in Betracht. Stahldeckel haben den Nachteil des hohen Gewichts, lassen aber eine Decksladung zu. Durch Spezialsickenbleche, die mit Kunststoff beschichtet sind, hat man eine Gewichtserleichterung erzielt, ohne die Festigkeit allzusehr herabzusetzen. Auch Kunststoff (Magroplast) allein und als Schicht auf einer Spezialholzbeplattung ist verwendet worden, ebenso Leichtmetall. Die Deckel laufen mit kugelgelagerten Rollen auf den Sillschienen und lassen sich leicht von Hand bewegen, wobei sie teleskopartig übereinandergeschoben werden. Die Luke kann an jeder Stelle schnell und einfach geöffnet werden. Zollverschlüsse lassen sich leicht anbringen. Die Faltlukenabdeckung, die in einem Spezialschiff verwendet worden ist, das besondere Anforderungen an Personalersparnis stellt, wird motorisch über Kettenstränge auf- und zugefahren, wobei in geöffnetem Zustand die Deckelelemente eng ineinandergeschachtelt auf zwei Transportschlitten außerhalb der lichten Lukenöffnung untergebracht sind. Der Kostenaufwand dieser Konstruktion ist natürlich bedeutend größer als bei den Ausführungen mit Roldeckeln.

Namentlich in Stromhäfen werden sich Ankermanöver nicht vermeiden lassen. Die schnelle Bedienung der hierfür erforderlichen Winden verlangt einen maschinellen Antrieb, der vom Steuerstand aus fernbedient werden kann. Verschiedene Konstruktionen sind bekannt, die mit Elektro- oder Hydraulikmotor ausgerüstet sind. Lamellen- und Schlingbandbremsen, Rutschkupplungen zur Vermeidung einer Überlastung und Vorrichtungen gegen unbeabsichtigtes Fallenlassen des Ankers sorgen für äußerste Betriebssicherheit.

Eine Maßnahme, die die schnelle Disposition der Schiffe zu den einzelnen Umschlagstellen beim Einlaufen in den Hafen ermöglicht, wäre die Verwendung von Funksprech-

anlagen, wie sie in Landbetrieben vielfach bewährt (z. B. Rangierfunk in Hafen- und anderen Bahnhöfen) und bei den Schiffen in der Radarfahrt bereits vorgeschrieben sind. Die technischen Voraussetzungen sind demnach gegeben; sie im Hafendienst nutzbar zu machen, ist eine Aufgabe administrativer Stellen.

Steigende Raffineriekapazitäten und die weitgehend auf flüssigen Ausgangsstoffen basierenden chemischen Industrien (Chemiewerkstoffe, Dünge- und Pflanzenschutzmittel, Arzneistoffe, Farben u. a.) lassen einen beträchtlichen Teil des Hafenumschlags nach wie vor für die Tankerflotte (13,6% der deutschen Gesamtflotte am 31. 12. 1967) erwarten. Die vielfältige Natur der zu befördernden flüssigen Ladungen macht es erforderlich, diese Güter nach ungefährlichen und gefährlichen Gütern zu unterscheiden. Als gefährlich sind in diesem Sinne solche Stoffe anzusehen, die bei einem ungehinderten Freiwerden Reaktionen auf die Umwelt ausüben, durch die die Allgemeinheit in Gefahr gebracht wird. Die verschiedenen Gefahrenarten sind genau definiert und die diese spezifischen Gefahren bringenden Stoffe sind entweder genau bezeichnet oder sie werden durch Sammelbegriffe erfaßt. Alle anderen Stoffe werden als ungefährlich angesehen.

Die gefährlichen Stoffe werden nach internationalen Vereinbarungen in bestimmte Gefahrenklassen eingeteilt. Z. Z. bestehen zwei unterschiedliche Einteilungssysteme: 1. die Gütereinteilung nach der UNO-Stoffliste, 2. die Gütereinteilung nach dem System der für den Eisenbahnverkehr geltenden Vorschriften (RID, Anlage C zur EVO Seefrachtordnung). Eine Anpassung der Stoffeinteilungen der unter 2. genannten Vorschriftenwerke an das unter 1. genannte System der UNO wird z. Z. beraten, eine Lösung wird voraussichtlich noch mehrere Jahre erfordern, ist aber im Grundsatz zu wünschen.

Sowohl beim Umschlag gefährlicher Güter als auch ungefährlicher Güter können Gefahren entstehen. Das Transportgut wird durch Rohrleitungen und Schläuche entweder gedrückt, wenn Schiffspumpen verwendet werden, oder gesaugt, wenn Landpumpen benutzt werden. Die Rohrverbindung wird man in der Regel so weit wie möglich ortsfest verlegen. Das Übergangsstück wird jedoch die notwendige Beweglichkeit haben müssen, um die infolge Wasserstandsschwankungen durch vorbeifahrende Fahrzeuge oder andere Einflüsse entstehenden Bewegungen des Schiffes auszugleichen. Der Ausgleich muß so vorgenommen werden, daß die Rohrverbindungen unter allen Einflüssen dicht bleiben. Auch wenn es sich um gefahrlose Stoffe handelt, kann ein Abreißen der Schlauchverbindung durch den in der Rohrleitung herrschenden Druck die aus ihr austretende Flüssigkeit die am Umschlag Beschäftigten gefährden. Um so mehr gilt dies, wenn durch den umzuschlagenden Stoff Verunreinigungen des Wassers oder, vor allem bei gefährlichen Stoffen, andere Gefahren entstehen können.

Da die Ladetanks über das ganze Schiff verteilt sind, und vielfach nicht nur ein Rohrleitungsanschluß vorhanden ist, muß auch eine ausreichende und sichere Verholmöglichkeit für das Schiff vorgesehen sein. Um die Rohrverbindung nicht auf Zug zu beanspruchen, muß das Fahrzeug sicher festgemacht werden können. Die notwendige und ausreichende Beweglichkeit des Schiffes muß gewährleistet bleiben.

Für die Beförderung von gefährlichen flüssigen oder gasförmigen Stoffen werden im allgemeinen besonders hierfür gebaute Spezialschiffe verwendet. Zu erwähnen sind besonders die Tankschiffe für brennbare Flüssigkeiten oder Gase, ätzende und/oder giftige Stoffe und dergleichen. Für den Umschlag dieser Stoffe müssen bestimmte Vorkehrungen getroffen werden, die sich auf besondere Anforderungen an die Verbindungsstücke, Gelenkrohre, Schnellschlußventile und ähnliches beziehen.

Die für den Umschlag flüssiger Ladungen notwendigen Sicherheitseinrichtungen sind bereits z. T. erwähnt. Weiter sind zu nennen: Sichere Verbindungswege zum Land und besondere Sicherheitsschaltungen für die elektrisch betriebenen Schnellschlußeinrichtungen.

gen an den Rohrleitungen. Bei besonders gefährlichen Ladegütern werden mehrere Verbindungswege zum Land und Fluchtnachen auf der Wasserseite des Fahrzeugs gefordert. In diesen Fällen müssen auch die Schnellschlußventile und die Ladepumpen von mehreren Stellen an Bord und an Land unabhängig voneinander betätigt werden können.

1.3. Wirtschaftlichkeitsvergleiche des Schiffstransports

Grundlage der Vergleichsberechnungen sind die SELBSTKOSTEN je Tonne beförderter Ladung. Sie wurden für drei bedeutende Verkehrsrelationen auf dem Rhein ermittelt und stützen sich auf umfangreiche Kostenanalysen aus dem Bereich der westdeutschen Großreedereien und der Werftindustrie. Nach diesen Unterlagen wurden die Selbstkosten einer freien Modellreederei für insgesamt 7 verschiedene Schiffe bzw. Verbände in den drei Relationen ermittelt und vergleichend gegenübergestellt.

a) Die ausgewählten Verkehrsrelationen

Betrachtet man die nicht kanalisierte und nicht durch Schleusen unterbrochene Rhein-strecke zwischen Rotterdam und Straßburg, so bestehen zwischen den nachfolgenden Häfen besonders starke wasserseitige Verkehrsbeziehungen:

- I. Rotterdam-Duisburg
- II. Rotterdam-Mannheim
- III. Rotterdam-Straßburg

Die binnenländischen Endpunkte standen 1965 in der Reihenfolge des Gesamtumschlags der Rheinhäfen in vorderster Linie:

Duisburg	31 Mill. t	(1)
Straßburg	10 Mill. t	(2)
Mannheim	7,8 Mill. t	(4)

Den Berechnungen liegt als Vergleichs-Wasserstand MITTELWASSER (MW) mit den Pegelständen Ruhrort + 470 cm, Kaub + 225 cm, Maxau + 430 cm zugrunde.

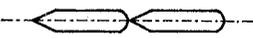
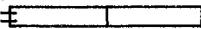
b) Die ausgewählten Schiffe und Verbände

Zum Vergleich der Selbstkosten werden die nachfolgend aufgeführten Fahrzeuge herangezogen:

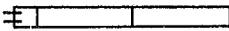
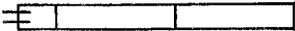
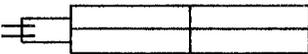
**Motorgüterschiffe (MS)**

Schiff	L×B	Antrieb (*)	Leistung P <sub>Se</sub>	max. Lade-fähigkeit t	Kurz-bezeichnung
Typ JOHANN WELKER	80×9,50	1 P o. D.	1×975	1 485 (T = 2,80 m)	J.W.
EUROPA-MS	80×9,50	2 RP o. D.	2×465	1 540 (T = 2,80 m)	E.M.

**MS-Schubverbände (Antrieb und Leistung wie MS)**

Verband	Formation	L×B	max. Lade-fähigkeit t	Kurz-bezeichnung
Typ JOHANN WELKER + RHK-KAHN		160×9,50	3 030 (T = 2,80 m)	J.W. + K.
EUROPA-MS + NORMAL-LEICHTER		150×9,50	2 970 (T = 2,80 m)	E.M. + N.

## Schubboot-Schubverbände

Verband	Formation	Antrieb (*) Leistung	max. Lade- fähigkeit (T = 3,20 m)	Kurz- bezeichnung
SCHUBBOOT 15×8 m + 2 NORMAL- LEICHTER		2 2 R.P.o.D. 2×465 PSe	3 400 (T = 3,20 m)	15× 8 +2N
SCHUBBOOT 19×9,5 m + 2 GROSS- LEICHTER		2 P.m.D. 2×750 PSe	4 420 (T = 3,20 m)	19× 9,5+2G
SCHUBBOOT 30×11,20 m + 4 GROSS- LEICHTER		2 P.m.D. 2×975 PSe	8 840 (T = 3,20 m)	30×11,2+4G

\*) zur Spalte Antrieb:

- P = Normaler Schraubenpropeller mit starrer Achse
- R.P. = Ruderpropeller mit 360° schwenkbarer Achse
- o.D. = ohne Düse(n)
- m.D. = mit Düse(n)

Für alle Vergleichsschiffe sind als Investitionskosten die Tagesneuwerte, Stand Ende 1966, zugrundegelegt.

Die Berechnungen gelten für die TAGESFAHRT mit einer gesamten nutzbaren Reisezeit von 3 750 Std./Jahr.

Die Schiffe bzw. Verbände befördern Feste Massengüter von Rotterdam bergwärts und kehren leer zurück. Für die Schubschiffe ist die Annahme zugrundegelegt, daß sie bei den von ihnen geschobenen Schiffen verbleiben, an den Endhäfen also kein Austausch der Leichter stattfindet. Die Schubverbände schneiden dementsprechend — auf die Möglichkeiten dieses Transportsystems bezogen — gegenüber den Motorgüterschiffen zu ungünstig ab.

## c) Ergebnisse und Schlußfolgerungen

Die Ergebnisse des Wirtschaftlichkeitsvergleichs sind in Form von Säulendiagrammen als Bild 4 und 5 so dargestellt, daß die Selbstkosten des Massenguttransports in einem Typschiff JOHANN WELKER jeweils mit der Wertigkeit 100% die Grundlage bilden. Aus den Diagrammen können eine Reihe von Schlußfolgerungen gezogen werden, die für die Beurteilung der künftigen Entwicklung der Binnengüterflotten von Bedeutung sind:

1. Das Typschiff JOHANN WELKER im Verband mit einem 80-m-KAHN ist eine nautische Einheit, die in Gebieten höherer Stromgeschwindigkeiten und geringer Wassertiefen auch als Neubau wirtschaftlich eingesetzt werden kann.

Die Weiterverwendung vorhandener, teilweise bereits abgeschriebener Schiffe in einem solchen Verband bietet dementsprechend besondere Vorteile.

2. Das EUROPA-Motorgüterschiff mit den vorgesehenen Abmessungen und Antriebsdaten ist als Alleinfahrer nur auf der Niederrheinstrecke Rotterdam-Duisburg dem Typ JOHANN WELKER wirtschaftlich klar überlegen. Der Verband EUROPA-MS mit einem Schubleichter 70×9,50 m ist auf der Niederrheinstrecke dem Verband JOHANN WELKER mit 80-m-Kahn höchstens gleichwertig. Auf den beiden anderen Relationen schneidet der JOHANN-WELKER-Verband wesentlich günstiger ab.

Vergleich der SPEZIFISCHEN SELBSTKOSTEN  
je Tonne beförderter Ladung (feste Massengüter)

bezogen auf die Werte für das  
Typschiff JOHANN WELKER = 100%

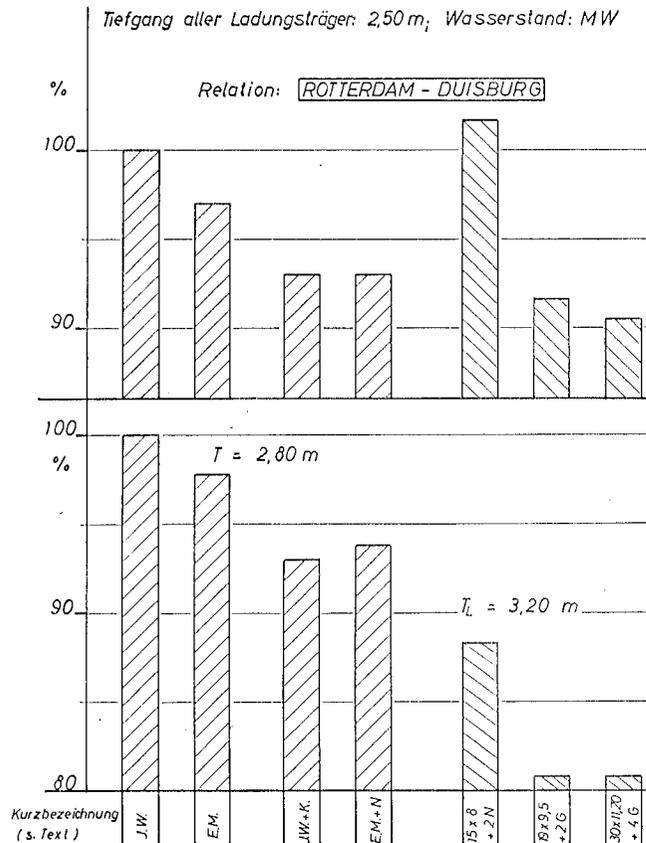


Bild 4  
Vergleich der SPEZIFISCHEN SELBSTKOSTEN je Tonne beförderter Ladung  
(feste Massengüter)

3. Die Überlegenheit der Schubboot-Schubverbände gegenüber den MS-Schubverbänden ist eindeutig, wenn Großleichter eingesetzt werden.

Der Verband aus 2 Normalleichtern in Reihe (15×8 + 2N) hat nur dann diesbezügliche Vorteile, wenn die größere Ladefähigkeit der Leichter gegenüber den MS-Verbänden ausgenutzt werden kann (Rotterdam-Duisburg). Bei Tiefgangsbeschränkung in der Mittel- und Oberrheinfahrt ist sogar der EUROPA-MS-Verband dem Schubverband 15×8 + 2N überlegen. Vorbehalt, wie bei allen Vergleichen: Das Schubboot bleibt ständig bei seinen Leichtern.

4. Ein besonders günstiger Schubboot-Schubverband für alle Rhein-Relationen ist die Kombination des 19-m-Schubboots, 2×750 Pse, mit 2 Großleichtern in Reihe. Vor allem in der Fahrt bis Mannheim und Straßburg, sowie mit Sicherheit auch in der hier nicht geprüften Basel-Fahrt, hat er mit Abstand niedrigere Selbstkosten als alle Vergleichsschiffe bzw. -verbände.

Vergleich der SPEZIFISCHEN SELBSTKOSTEN  
je Tonne beförderter Ladung (feste Massengüter)

bezogen auf die Werte für das  
Typschiff JOHANN WELKER = 100 %

Tiefgang aller Ladungsträger: 2,50m, Wasserstand: MW

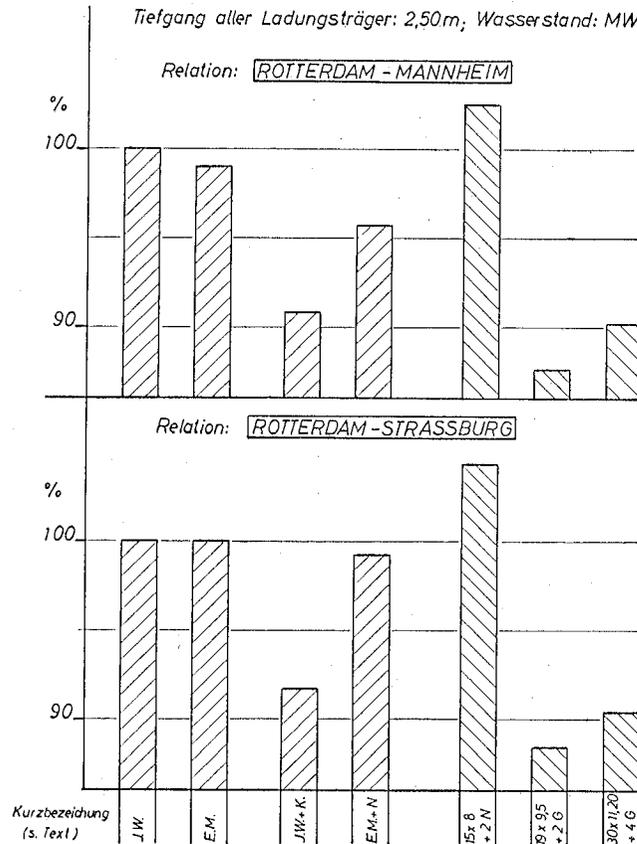


Bild 5  
Vergleich der SPEZIFISCHEN SELBSTKOSTEN je Tonne beförderter Ladung  
(feste Massengüter)

Im regelmäßigen Massengutverkehr werden alleinfahrende Motorgüterschiffe mit Ladefähigkeit unter 1 500 t in Konkurrenz mit MS-Verbänden und Schubboot-Schubverbänden künftig keine Chance haben.

Die Überlegenheit der Schubverbände wird von 4 Faktoren maßgeblich positiv beeinflusst:

- 1) große Fahrwassertiefe bei geringer Stromgeschwindigkeit,
- 2) große Ladefähigkeit des einzelnen Leichters,
- 3) Wahl der günstigsten Verbandsformation für die verschiedenen Verkehrsrelationen,
- 4) richtige Abstimmung der Schubboot-Leistung auf die Größe des Verbands.

Schließlich muß noch einmal eindringlich gefordert werden, daß es zur Bildung eines europäischen Leichterpools kommt. Erst mit dem freizügigen Austausch von Schubleichtern zwischen den Reedereien über die Staatsgrenzen hinweg kann das Transport-

system Schubschiffahrt seine Vorteile der Trennung von Antrieb und Laderaum voll ausnutzen. Die daraus resultierende Verminderung der Selbstkosten wird die Qualifikation der Schubschiffahrt als wirtschaftlich optimales Transportsystem für die Beförderung von Massengütern auf den europäischen Binnenwasserstraßen unter Beweis stellen.

## 2. Verkürzung der Umschlagsfristen

### 2.1 *Wirtschaftliche Abmessungen öffentlicher Binnenhäfen*

#### 2.11 Die wirtschaftliche Bedeutung der Hafenbeckengröße

Der öffentliche Binnenhafen will heute als Verkehrsknotenpunkt für die drei Verkehrsmittel Binnenschiff, Lastkraftwagen und Eisenbahn verstanden werden. Seine Aufgabe ist es, geeignete Anlagen zum Gütertausch zwischen den Verkehrsträgern vorzuhalten, Gelegenheit zur Zwischenlagerung und Speicherung zu bieten und darüber hinaus auch der wassergebundenen Industrie einen Standort zu bieten.

Ein öffentlicher Binnenhafen hat also wirtschaftliche Funktionen wahrzunehmen und muß daher nach den Gesetzen der Wirtschaft betrieben werden, d. h. er muß rationell arbeiten.

Damit ein Binnenhafen rationell arbeiten kann, müssen nicht nur die technischen Einheiten einwandfrei arbeiten, sondern auch in einem angemessenen Zustand und richtig dimensioniert sein. Ein Hafen muß gerade mit den Betriebsmitteln ausgestattet sein, die ein reibungsloses Funktionieren ermöglichen. Eine zu geringe Ausstattung kann die Entwicklungsmöglichkeiten eines neuen Hafens von vornherein verbauen, eine zu großzügige Ausstattung kann aber ebenfalls für die Entwicklung hinderlich sein, nämlich dann, wenn die durch das unnötig hohe Kapital anfallenden höheren Kosten für Abschreibungen, Zinsen, Unterhaltung usw. durch unangemessen hohe Manipulationsentgelte, Gebühren und Mieten gedeckt werden müssen. Eine Übernahme dieser Lasten durch die öffentliche Hand ist ebenfalls abzulehnen. Es entspricht der sich heute immer mehr durchsetzenden Auffassung, daß ein Hafen als ein sich selbst tragender Betrieb bewirtschaftet werden muß.

Das richtige Maß bei der Ausstattung mit Umschlaggeräten und Lagerräumen zu finden, ist verhältnismäßig einfach. Sie können kurzfristig beschafft und zu jeder Zeit dem Ausbauzustand des Hafens angepaßt werden. Anders liegen die Verhältnisse jedoch beim Grund und Boden für Landverkehrsflächen und Lagerflächen und bei Hafenbecken und Ufereinfassungen. In diesem Bereich müssen oft schon frühzeitig weitreichende und schwerwiegende Entscheidungen getroffen werden, die das spätere wirtschaftliche Ergebnis des Hafens positiv oder negativ beeinflussen können. Welche wirtschaftliche Bedeutung in dieser Hinsicht die richtige Bemessung eines Hafenbeckens hat, ergibt sich allein schon aus der Höhe der erforderlichen Baukosten. Die Ausbaukosten für 80 m Hafenbecken (eine Schiffslänge) betragen ohne Verkehrswege und Grunderwerb heute etwa 1,0—1,2 Mill. DM.

Bei solchen hohen Kosten ist es notwendig, die Anzahl der erforderlichen Schiffsliegeplätze in einem neu anzulegenden öffentlichen Hafen genauer als bisher zu ermitteln. Es wird daher im folgenden dargelegt, wie lange und warum Binnenschiffe sich heute tatsächlich im Hafen aufhalten und welche Zeiten heute bei Neuanlagen zu berücksichtigen sind.

#### 2.12 Die Hafenabmessungen beeinflussende Faktoren

Die Größe eines neu anzulegenden Hafenbeckens bestimmt sich allgemein nach der vorgesehenen Kapazität der Umschlaggeräte und der Menge des Umschlaggutes. Eine

derartige Berechnung ist unvollkommen, da nicht berücksichtigt wird, daß die Schiffe sich länger im Hafen aufhalten als es nach der Leistungsfähigkeit der Umschlagsgeräte erforderlich wäre.

Das Problem der Dimensionierung eines Hafens ist gelöst, wenn bekannt ist, wieviel Schiffe sich gleichzeitig im Hafen aufhalten können.

$$n = \frac{N \cdot Z_l}{T \cdot Z_a} = \frac{Q}{LT} \cdot \frac{Z_l}{Z_a}$$

Q = Umschlagsmenge im betrachteten Zeitraum (t)

T = Länge des Zeitraumes (Tg)

L = Durchschnittliche Ladungsmenge eines Schiffes (t)

N = Gesamtzahl der im Zeitraum abzufertigenden Schiffe

$\frac{Z_l}{Z_a}$  = Verhältnis zwischen Liegezeit eines Schiffes während der Arbeitszeit des Hafens und der täglichen Arbeitszeit

Diese Beziehung ist unmittelbar einleuchtend; die Schwierigkeit liegt in der Bestimmung der einzelnen Faktoren

Die Umschlagsmenge Q muß aus eingehenden Wirtschafts- und Verkehrsanalysen und Prognosen bestimmt werden. Dabei genügen Durchschnittswerte nicht, auch saisonale und kurze periodische Schwankungen sind zu erfassen. Auch die witterungsbedingten Schwankungen müssen berücksichtigt werden, da auch Binnenhäfen wie Seehäfen so ausgelegt werden müssen, daß sie jederzeit mit Verkehrsspitzen fertig werden können. Der Zeitraum T ist der Zeitraum, in dem die maßgebende Umschlagsmenge anfällt.

Die durchschnittliche Ladungsmenge L wird stark durch die Schiffahrtsverhältnisse in dem entsprechenden Fluß- oder Kanalgebiet beeinflusst, daneben ist aber auch die Hafenstruktur (Industrie- oder Handelshafen) und die Art des Umschlaggutes von Bedeutung. Erhebungen in ähnlichen Häfen werden den besten Anhalt für diese Größen geben.

Die tägliche Arbeitszeit  $Z_a$  ist die ortsübliche Arbeitszeit eines Hafens einschließlich aller Pausen und der durchschnittlichen Überstunden. Die Tendenz geht im reinen Handelshafen zum Einschichtbetrieb mit zusätzlichen Überstunden im Bedarfsfalle. Industriehäfen mit Großindustrie neigen zum Mehrschichtbetrieb.

Die Hafentiegezeit  $Z_l$  wird nur gerechnet, wenn im Hafen gearbeitet wird. Zeiten während der allgemeinen Hafenuhr werden nicht gerechnet, da sei keinen Einfluß auf die notwendige Anzahl der Liegeplätze haben.

## 2.13 Der Einfluß der Hafentiegezeit

### 2.131 Die Gründe für die Hafentiegezeit

Der Hauptgrund ist zweifellos, den Umschlag zu tätigen, d. h. das Schiff zu be- oder entladen. Von den daneben anfallenden Zeiten entfällt der Hauptanteil auf die Nacht- und Sonntagsruhezeit, die vor, während und nach dem Umschlag im Hafen verbracht wird. Das ist die Zeit, in der im Hafen im allgemeinen Ruhe herrscht. Sie wird zum Umschlag nur dann genutzt, wenn die Verladerschaft es fordert oder durch Überschreiten der Lade- und Löschrufen hohe Überliegegelder anfallen würden.

Vor dem Umschlagsbeginn wird gerne der in der Lade- und Löschrufenregelung vorgesehene „Meldetag“ durch die Verladerschaft oder den Umschlagsbetrieb ausgenutzt, um die notwendigen Vorbereitungen zu treffen. Das Schiff wird erst an dem auf die Ankunft folgenden Tag in Angriff genommen. Mit dem Meldetag ist ein Zeitpuffer für die Fahrzeit des Schiffes und eine Dispositionszeit für den Verloader vorhanden.

Über den Meldetag hinaus wird ein Schiff auch gerne als Lager verwendet bis das Gut gebraucht wird, es aber aus Kostengründen nicht zwischengelagert werden soll. Die Schiffe müssen daher häufig warten bis das Landverkehrsmittel bereitgestellt ist.

Von der Hafeneinrichtung ist oft das Warten auf eine freie Umschlagsanlage abhängig. Werden z. B. die Krane von privaten Umschlags-, Speditions- oder Schiffahrtsfirmen betrieben, so wird eine solche Firma ein für sie bestimmtes Schiff nicht bei der Konkurrenz abfertigen lassen, wenn ihre Anlage besetzt ist. Darüber hinaus besteht auch bei Häfen mit anderer Betriebsform die Gefahr, daß Schiffe auf eine freie Umschlagsanlage warten müssen, wenn das Gut an einer bestimmten Stelle oder an einer Spezialanlage umgeschlagen werden muß. Die Wartezeit an den hoch spezialisierten Anlagen wird aber meistens durch eine entsprechend höhere Leistung der Anlage kompensiert werden.

Ein häufiger Grund zur Verzögerung ist bei ungünstiger Witterung und empfindlicher Ladung dadurch gegeben, daß das Schiff erst unmittelbar vor dem Löschen aufgedeckt werden kann, oder der Umschlag wegen Schlechtwetter unterbrochen werden muß.

Die hauptsächlichsten Gründe für die Unterbrechung des Umschlagsvorganges selbst sind Arbeitspausen für Frühstück und Mittagessen. Sie treten vorwiegend nur dort auf, wo Handarbeit geleistet werden muß.

Technische Störungen im Bahnbetrieb oder an Umschlagsanlagen lassen sich nie ganz vermeiden. Dagegen wären Liegezeiten, die durch Dispositionsängel wie fehlendes Personal oder nicht bereitgestellte Waggons anfallen, durchaus vermeidbar, treten aber immer wieder auf.

Eine ganz erhebliche Verzögerung des Umschlagsvorganges entsteht in vielen Fällen dadurch, daß der Verloader die ihm zustehende Lage- und Löschfrist ausnutzt und das Tempo der Anlieferung oder Abnahme des Gutes direkt vom Schiff seinen Betriebsbedürfnissen anpaßt.

Bleibt das Schiff noch im Hafen sobald der Umschlag getätigt ist, so liegen die Gründe für die entstehende Liegezeit in der Regel in der spezifischen Struktur der Binnenschiffahrt begründet. Da das Schiff nicht nur Arbeits- sondern auch Wohnstätte ist, müssen im Hafen mancherlei Besorgungen gemacht werden. Die Besatzung bekommt Freizeit. Das Schiff muß zur Ausfahrt klar gemacht werden. Das Zugschiff oder Schubschiff muß von Schleppkähnen bzw. Schubleichtern abgewartet werden. Diese Gründe sind nur einige Beispiele.

#### 2.132 Die Größe der Hafeneinrichtung

Über die Länge der Hafeneinrichtungen von Binnenschiffen in öffentlichen Binnenhäfen liegen bisher aus den neuen deutschen Binnenhäfen Braunschweig, Frankfurt, Heilbronn, Karlsruhe, Köln, Ludwigshafen am Rhein, Neuß, Regensburg und Wanne-Eickel eingehende Untersuchungen vor, auf die hier zurückgegriffen werden soll. Gleiche Untersuchungen werden in weiteren sechs deutschen Häfen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen standen im Zeitpunkt der Abfassung dieses Berichtes noch nicht zur Verfügung und konnten daher nicht berücksichtigt werden. Daher sind die angegebenen Werte noch als vorläufig anzusehen.

Die Untersuchungen erstreckten sich lediglich auf den Umschlag von trockenen Gütern. Erhebungen an Umschlagstellen für Flüssiggut und Gas wurden nicht durchgeführt.

Aus den Ergebnissen der Untersuchungen wurden die Liegezeiten für die Nacht- und Sonntagsruhe eliminiert, da sie keinen Einfluß auf die Anzahl der Liegeplätze haben. Nach den Untersuchungen läßt sich die Liegezeit eines Binnenschiffes wie folgt unterteilen:

$$Z_1 = Z_0 + Z_1 + Z_2 + Z_3$$

$Z_0$  = Effektive Umschlagszeit = Ladungsgröße/Umschlagsgeräteleistung

$Z_1$  = Hafeneinrichtung vor Umschlagsbeginn

$Z_2$  = Summe aller Unterbrechungen des Umschlagsvorganges

$Z_3$  = Hafeneinrichtung nach Umschlagsende

Die effektive Umschlagszeit, d. h. die Dauer des Umschlags ohne irgendwelche Unterbrechungen ist eine Funktion der Ladungsgröße und der Umschlagsleistung und ergibt sich in bekannter Weise aus der Auslegung des Umschlagsgerätes, der Art des Umschlagsgutes und der Schiffsform. Da  $Z_e$  damit als hier gegebene Größe angesehen werden kann, sollen die übrigen auch Hafentiegezeit gehörenden Zeiten  $Z_1$ ,  $Z_2$  und  $Z_3$  auf sie bezogen werden:

$$Z_1 = Z_e \left( 1 + \frac{Z_1}{Z_e} + \frac{Z_2}{Z_e} + \frac{Z_3}{Z_e} \right)$$

$$Z_1 = Z_e (1 + z_1 + z_2 + z_3)$$

Die Größe der die effektive Umschlagszeit verlängernden Faktoren in den einzelnen untersuchten Häfen geht aus der folgenden Tabelle hervor:

	Handelshafenteil			Industriehafenteil		
	$z_1$	$z_2$	$z_3$	$z_1$	$z_2$	$z_3$
Braunschweig .....	0.42	1.16	0.25	—	—	—
Frankfurt .....	0.67	0.23	0.42	0.54	0.37	0.27
Heilbronn .....	0.34	0.10	0.10	0.73	0.03	0.09
Karlsruhe .....	0.46	0.26	0.59	1.61	0.08	0.65
Köln .....	1.11	0.24	0.20	—	—	—
Ludwigshafen .....	0.23	0.28	0.24	0.52	0.16	0.13
Neuß .....	1.15*)	0.29*)	0.16*)	—	—	—
Regensburg .....	2.54	1.08	3.12	—	—	—
Wanne-Eickel .....	—	—	—	2.03	1.52	0.34

\*) Werte gemeinsam für Handels- und Industriehafenteile

Unter dem Begriff Industriehafenteil sind in den einzelnen Häfen alle die Umschlagsstellen zusammengefaßt, an denen weiterverarbeitende Betriebe Stoffe für die eigene Produktion umschlagen. Da bei derartigen Umschlagstellen der Umschlag und die Produktion eng zusammenhängen, ist die Liegezeit der Binnenschiffe anderen Gesetzen unterworfen als an den Umschlagstellen des Handelshafenteils, wo durch Schiffahrtsbetriebe, Speditionen oder Umschlagsbetriebe Güter für Dritte umgeschlagen werden.

Berücksichtigt man die speziellen örtlichen Verhältnisse bei den einzelnen Häfen, so lassen sich nach einer eingehenden Analyse der verschiedenen Gründe für die Hafentiegezeiten die folgenden Richtwerte für die einzelnen z-Werte angeben.

2.1321  $z_1$ -Werte (Vor dem Umschlag)

Handelshafenteile mit ausreichend vorhandenen Umschlagsgeräten weisen ein  $z_1 = 0,3—0,7$  auf. Durch Gerätemangel oder ungünstige Verteilung kann der Wert auf über 1,0 anwachsen. Der hohe Wert des Hafens Regensburg ist auf die besonderen örtlichen Verhältnisse, überwiegende Schleppschiffahrt, verbunden mit vorwiegendem Transitverkehr, zurückzuführen. Er kann daher auch nicht als normal angesehen werden, wo eine moderne Binnenflotte verkehrt. Er läßt aber erkennen, daß bei Transitverkehr eine Tendenz zur Erhöhung der z-Werte gegeben ist. Das Binnenschiff wartet das Eintreffen des Gutes ab.

Im Industriehafenteil liegen die Werte mit  $z_1 = 0,5—0,7$  generell höher als im Handelshafenteil. Damit keine Produktionsunterbrechungen auftreten, werden die Schiffe frühzeitig bestellt und erst bei Bedarf abgefertigt.

Extreme Werte wie in Karlsruhe und Wanne-Eickel treten auf, wenn sehr leistungsfähige Großumschlagsanlagen vorhanden sind und um deren Stillstand zu vermeiden

sehr vorsichtig disponiert wird. Hier scheint der proportionale Zusammenhang zwischen  $Z_0$  und  $z_1$  wie er bei gemischter Industrie vorhanden ist, nicht mehr zu bestehen.

#### 2.1322 $z_2$ -Werte (Während des Umschlags)

Bei Handelshafenteilen von Häfen an durchgehenden Wasserstraßen oder am Schnittpunkt mehrerer Wasserstraßen liegt der Normalwert offensichtlich zwischen  $z_2 = 0,2$  und  $0,3$ . Der Wert  $z_2 = 0,1$  scheint der geringst mögliche zu sein, denn dabei wird der Umschlagsvorgang nur noch durch die Pausen für Frühstück und Mittagessen unterbrochen. Diese Pausen lassen sich bei Arbeiten, die noch den Einsatz von Umschlagsarbeitern verlangen, nicht vermeiden. In der Regel treten aber noch andere Gründe der Unterbrechung auf.

Bei Endhäfen an Wasserstraßen steigt der Faktor  $z_2$  sprunghaft auf  $1,1$ — $1,2$  an. Die Schiffe werden stärker als Zwischenlager benutzt.

In Industriebahnteilen muß unterschieden werden zwischen den meist sehr leistungsstarken spezialisierten Umschlagstellen von Großverbrauchern (Kraftwerke, chemische Großindustrie, großen Mühlen usw.) und den Umschlagstellen mit schwächerem Verkehr und Universalgeräten oder mit begrenzter Lagermöglichkeit. Bei letzteren wird das Binnenschiff gerne als Lager mit verwendet.

Bei spezialisierten Umschlagstellen kann mit  $z_2 = 0$ — $0,1$  gerechnet werden, sonst mit  $z_2 = 0,3$ — $0,4$ .

#### 2.1323 $z_3$ -Werte (Nach dem Umschlag)

Für Handelshafenteile kann bei dem heute bestehenden Zahlenverhältnis zwischen Motorschiffen und Schlepp- bzw. Schubschiffen  $z_3 = 0,2$ — $0,3$  als normal angesehen werden.

Mit den normalen Werten kann nicht mehr gerechnet werden, wenn wie etwa in Karlsruhe, Schubleichter so lange warten müssen, bis das Schubboot den Hafen turnusmäßig wieder anläuft. Hier läßt sich der Liegeplatzbedarf nur aus dem gegebenen Fahrplan errechnen. Noch krasser liegen die Verhältnisse bei fast ausschließlicher Schleppschiffahrt wie in Regensburg.

Für Industriebahnteile ist  $z_3 = 0,1$ — $0,3$  als normal anzusehen. Die Abweichung in Karlsruhe war zum Zeitpunkt der Untersuchung durch die Schubschiffahrt bedingt

#### 2.1324 Die Liegezeitdauer

Damit kann gesagt werden, daß die nach den bisherigen Erhebungen tatsächlich während der Arbeitszeit, also ohne Nacht- und Sonntagsruhe, im Hafen verbrachte Liegezeit unter normalen Verhältnissen (moderne Flotte, jedoch keine oder wenig Schubschiffahrt, kein Ölumschlag, keine örtlichen Hindernisse)

in Handelshäfen an durchgehenden Wasserstraßen das	1,7—2,3fache
in Handelshäfen, die Endhäfen sind, das	2,6—3,2fache
in Industriebahnteilen an durchgehenden Wasserstraßen das	1,9—2,4fache
und in Industriebahnteilen mit leistungsfähigen Spezialumschlagsanlagen das	1,6—2,1fache

der für den reinen Umschlag benötigten Zeit beträgt.

Die in einem öffentlichen Hafen benötigten Liegeplätze übersteigen also erheblich die Anzahl, die sich allein aus der Leistung der Umschlagsgeräte errechnen läßt.

Nicht berücksichtigt sind in den vorstehenden Werten die Liegezeiten, die durch ungünstige Witterungsverhältnisse (Eis, Nebel und Hochwasser) entstehen, da in diesen Zeiten auch der Umschlagsbetrieb weitgehend zum Erliegen kommt. Auch nicht berück-

sichtigt sind Stilliegezeiten bei Unterbeschäftigung der Flotte. Dadurch entsteht in manchen Häfen ein ganz erheblicher Bedarf an Liegestellen, der jedoch unabhängig vom Umschlag ist.

#### 2.14 Das Verhältnis von Umschlagsplätzen zu Gesamt liegeplätzen

Nach den vorstehenden Ausführungen läßt sich ermitteln, wieviel Schiffe im Hafen untergebracht werden müssen. Diese Schiffe brauchen jedoch nicht alle an den Umschlagsplätzen selbst zu liegen. Besonders, wenn die Liegezeiten vor und nach dem Umschlag sehr ausgedehnt sind, können die Schiffe an einfacheren, d. h. billigeren Liegestellen untergebracht werden.

Der Bau von teureren umschlagsgerechten Ufern sollte auf die geringste mögliche Zahl begrenzt werden, um den Kapitaleinsatz so klein wie möglich zu halten.

Das Verhältnis zwischen den für den Umschlag notwendigen Liegeplätzen und den Gesamt liegeplätzen ist

$$\frac{n_u}{n} = \frac{Z_u}{Z_l}$$

darin ist

$n_u$  = Umschlagsplätze (Anzahl)  
 $n$  = Gesamt liegeplätze (Anzahl)  
 $Z_u$  = Liegezeit an der Umschlagsanlage  
 $Z_l$  = Gesamt liegezeit

Die Zeit  $Z_u$  umfaßt alle Zeiten, an denen das Binnenschiff notwendigerweise oder gezwungenermaßen an der Umschlagsstelle liegen muß, das sind hauptsächlich die effektive Umschlagzeit  $Z_0$  und die Verlustzeit während des Umschlages und außerdem eventuell noch die Zeit für die Eichaufnahme, die Abfertigung des Schiffes und das Klar machen zur Ausfahrt ( $Z_4$ ).

$$\frac{n_u}{n} = \frac{Z_u}{Z_l} = \frac{Z_0}{Z_0} \frac{(1 + z_2 + z_4)}{(1 + z_1 + z_2 + z_3)} \frac{(1 + z_2 + z_4)}{(1 + z_1 + z_2 + z_3)}$$

Der Wert  $Z_4$  kann nach den Untersuchungen einheitlich mit 0,05 für alle Hafentypen und -teile eingesetzt werden.

Mit den unter 3,2 angegebenen Teilwerten für die Hafentiegezeit errechnet sich das Verhältnis zwischen Umschlagsplätzen und Gesamt liegeplätzen für

Handelshäfen an durchgehenden Wasserstraßen zu 0,75 — 0,68  
 Handelshäfen, die Endhäfen sind, zu 0,83 — 0,70  
 Industrielhäfen an durchgehenden Wasserstraßen zu 0,71 — 0,60  
 Industrielhäfen mit leistungsfähigen Spezialanlagen zu 0,66 — 0,55.

Stark absinken kann dieses Verhältnis bei Häfen mit überwiegender Schleppschiffahrt und durch starken Transitverkehr. So läßt sich nach den Untersuchungen für den Hafen Regensburg ein Verhältnis  $n_u/n$  von nur 0,27 errechnen.

## 2.2. Organisationsfragen des Hafenbetriebs

### Einflüsse auf die Wirtschaftlichkeit des Gesamttransports

#### 2.2.1 Anmeldung der Lade- oder Löschbereitschaft

Werden auf der Suche nach günstigen Lösungen für die Güterbeförderung und für die Verminderung der Zu- und Ablaufkosten Möglichkeiten der zu einer Beschleunigung des Schiffsumlaufs führenden Verkürzung der Umschlagsfristen untersucht, stellen sich schon vor dem eigentlichen Güterumschlag im Hafen organisatorische Fragen, die für die Wirtschaftlichkeit des Gesamttransports von Bedeutung sind.

Regelmäßig kann die Anmeldung der Lade- oder Löschbereitschaft erst erfolgen, wenn das Schiff bereits am Lade- oder Ablieferungsort eingetroffen ist. Soweit die anschließende Zeit bis zum Beginn der Lade- oder Löschzeit nicht für die Fahrt zum Lade- bzw. Löschplatz benötigt wird, sondern für die Vorbereitung des Umschlags, entsteht eine unnötige Wartezeit. Daher sollte die Anzeige der Lade- oder Löschbereitschaft schon erstattet werden, sobald sich das Eintreffen am Lade- oder Ablieferungsort und die anschließende Einnahme des Lade- oder Löschplatzes mit der erforderlichen Genauigkeit vorausberechnen läßt. Der besondere „Zeitpuffer“ des sog. Meldetags, der nach gesetzlicher Regelung von der Anzeige der Löschbereitschaft bis zu der mit dem folgenden Tag beginnenden Lade- oder Löschzeit dauert, wäre nicht mehr so wie bisher erforderlich. Würde nämlich die Vorbereitung des Umschlags schon vor dem Eintreffen des Schiffs am Lade- oder Ablieferungsort beginnen, könnte auch schon die vom Verlader für Dispositionszwecke benötigte Frist anlaufen, so daß Beladung oder Löschung des Schiffs entsprechend früher als bisher, jedenfalls aber sogleich mit Beginn der Lade- oder Löschzeit einsetzen könnten. Die Zweckentfremdung des Transportmittels Schiff durch Benutzung als Zwischenlager könnte somit vermieden werden. Eine starre und schematische Regelung würde von einer geschmeidigen abgelöst, denn die eventuell notwendige Voranmeldung würde als effektive Anmeldung gelten. Der Frachtführer brauchte sich nicht zweimal zu melden, und der Hafenbetrieb könnte es sich ersparen, über die ortsüblichen Geschäftsstunden hinaus für die effektive Anzeige der Lade- oder Löschbereitschaft empfangsbereit zu bleiben.

Die Anzeige der Lade- oder Löschbereitschaft vor dem Eintreffen am Lade- bzw. Ablieferungsort setzt den telefonischen Avis voraus, wozu der Frachtführer über seine Betriebsstellen, Orderstationen etc. ohne weiteres und besonders dann leicht in der Lage ist, wenn sein Schiff mit einem Funktelefon ausgerüstet ist. Die Möglichkeit zur telefonischen Entgegennahme der Anzeige durch die Umschlagsstelle wird stets gegeben sein. Zusätzliche Unsicherheitsfaktoren hinsichtlich der zeitgerechten Einnahme des Lade- oder Löschplatzes, die naturgemäß in jeder Vorverlegung der effektiven Anzeige der Lade- bzw. Löschbereitschaft liegen, sollten wegen des zu erzielenden Rationalisierungserfolges in Kauf genommen werden.

## 2.22 Auswahl und Zuweisung des geeigneten Lade- oder Löschplatzes

Insbesondere dann, wenn das Schiff mit Funktelefon ausgestattet ist, wie dies auf dem Rhein und der Mosel bei Schubbooten und Radarschiffen schon überwiegend der Fall ist, kann nach der frühzeitigen Anmeldung eher die Zuweisung des Lade- oder Löschplatzes erfolgen, als dies nach Eintreffen des Schiffes am Lade- oder Löschort möglich ist. Umdispositionen innerhalb des Hafenbereichs, die zusätzlichen Zeitaufwand erfordern, können hierdurch vermieden werden. Das mit der Umschlagsstelle in telefonischer Verbindung stehende Schiff fährt sogleich zu der zugewiesenen Umschlagsstelle.

Aber auch die vorherige Auswahl des Lade- oder Löschplatzes kann den Gegebenheiten besser angepaßt werden, wenn der Hafen früher als bisher üblich den Zeitpunkt des möglichen Umschlagsbeginns erfährt und mit dem Schiff in telefonischer Verbindung steht.

Auswahl und Zuweisung des geeigneten Lade- oder Löschplatzes setzen entsprechende organisatorische Maßnahmen voraus. Zunächst muß die Bereitschaft zum Umschlag gewährleistet sein. Diese erscheint gefährdet, wenn die Umschlagsgeräte in einem Hafen von verschiedenen Inhabern betrieben werden, die völlig unabhängig voneinander arbeiten und nicht ständig oder doch wenigstens im Bedarfsfall eine Gemeinschaft bilden. Entsprechende Zusammenschlüsse könnten sicherlich einen optimalen Einsatz des Personals und der Umschlagsgeräte gewährleisten. Die Unterhaltung überflüssiger Förder-

einrichtungen würde entfallen. Es könnte weitgehend vermieden werden, daß sich an einer Umschlagsanlage Schiffe ansammeln und Wartezeiten hinnehmen müssen, während andere Umschlagsanlagen ohne Beschäftigung sind. „Manipulationen“ hinsichtlich der Ausnutzung der Lade- oder Löschrufen haben keine Berechtigung, denn bestimmte Schiffe brauchen nicht vorgezogen zu werden und andere Schiffe müssen dann aus diesem Grunde nicht mehr bis kurz vor Fristablauf warten.

Die Auswahl und Zuweisung des geeigneten Lade- oder Löschrufes schließt aber auch die Vorhaltung der notwendigen Einrichtungen für den Umschlag, zur Lagerung und zum Abtransport der Güter ein. Besondere Anforderungen stellt insoweit der Container-Umschlag, der möglichst direkt auf Schienen- oder Straßenfahrzeuge erfolgen sollte. Es ist allerdings nicht zu erwarten, daß der Container jeden Hafen berühren wird. Nach schiffstechnischen und geographischen Gesichtspunkten ausgewählte Häfen sollten sich hierauf jedoch rechtzeitig rüsten. Die Höchstbruttogewichte betragen bei 20' Containern ca. 20 t und bei 40' Containern ca. 30 t. Zu deren Umschlag bedarf es entsprechend leistungskräftiger Verladegeräte, die rasch arbeiten. Der gesamte Umschlag kann bei Containern unter Einsparung von Arbeitskräften schneller und ohne Beschädigung der Ware durchgeführt werden. Soweit kein direkter Umschlag auf andere Verkehrsmittel erfolgen kann, müssen in allernächster Nähe Verlade- und Lagerflächen zur Verfügung stehen.

Ob ein Lade- oder Löschruf für den jeweiligen Umschlag geeignet ist, hängt außer von der technischen Leistungsfähigkeit der Fördereinrichtungen und den Lagermöglichkeiten vor allem auch von der Hafenanlage ab. Genügend große Zufahrts- und Wendemöglichkeiten müssen neben hinreichenden Anlege- und Liegestellen verbleiben. Sofern Hafeneinfahrten und -ausfahrten unübersichtlich sind, bedarf es der Einrichtung geeigneter Signalstationen, ggf. auch der Unterhaltung eines Wahrschaulendienstes am Hafeneingang. Hafenaufbauliche Maßnahmen sollten jedoch solche im Interesse der Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs liegende und damit der Beschleunigung des Schiffsverkehrs dienende organisatorische Maßnahmen entbehren.

### 2.23 Durchführung des Umschlages

Schneller und von schlechter Witterung unabhängiger Umschlag bei Tag und Nacht kann durch die Einrichtung von Umschlagshallen, die über die Wasserfläche hinausragen und unter denen sich sowohl die Fördereinrichtungen als auch Lagerplätze sowie Straßen- und Schienenanschluß für den direkten Umschlag vom Schiff auf Kraftwagen und Bahn befinden, gewährleistet werden. Bei nässeempfindlichen Gütern gehören solche Anlagen auch mit zur Geeignetheit des Lade- oder Löschrufes.

Die Durchführung des Umschlages wird bei Eis und Eisgefahr unnötig verzögert, wenn keine Vorsorge getroffen worden ist, das Zufrieren des Hafens so lange wie möglich zu verzögern. Entsprechende Maßnahmen sind, soweit sie nach den örtlichen Verhältnissen ergriffen werden können, z. B. die Einleitung von Kühlwasser der Kraftwerke, Einrichtungen zur Einleitung von Preßluft an der Hafensohle und stets der Einsatz von Eisbrechern oder starken Schleppbooten sowie sonstiger Geräte zum Zerkleinern des Eises. Um den Umschlagsbetrieb trotz Eisbehinderung so lange wie möglich aufrecht zu erhalten, bedarf es auch einer zweckmäßigen Liegeplatzeinteilung. Fahrzeuge, die im Hafen nur Schutz suchen, sollten gesonderte Plätze abseits der Umschlagsanlagen zugewiesen erhalten. Beladene Schiffe, die im Hafen gelöscht werden sollen, sind bei Eisgefahr sogleich zum Umschlagsplatz oder in dessen unmittelbare Nähe zu leiten.

Im übrigen fördern die im Abschnitt 1.222 genannten Maßnahmen eine rasche Durchführung des Umschlages.

## 2.24 Abfertigung der Fahrzeuge nach dem Umschlag

Einen nicht unerheblichen Anteil der Hafenziegezeit bildet die Zeit nach dem Umschlag. Kann aber nach Auswahl und Zuweisung eines geeigneten Lade- oder Löschrates mit einem zügigen Umschlag gerechnet werden, lassen sich auch Zeitpunkt und Beendigung des Umschlages genauer bestimmen. Etwaige Zeitverluste wegen vorübergehenden Landgangs des Schiffspersonals können dann leicht vermieden werden. Besorgungen, Arztbesuche etc. werden nicht zur Unzeit unternommen.

Auch die Schiffsdisposition wird erheblich erleichtert, wenn die Beendigung des Umschlages frühzeitig bekannt ist. Es können „Fahrpläne“ ausgearbeitet werden, so daß Kähne und Leichter nicht lange auf Schleppschiffe und Schubboote zu warten brauchen. Dies ist besonders für die moderne Betriebsform der Schubschiffahrt wichtig, die darauf eingerichtet ist, daß das „teure“ Schubboot ständig in Fahrt ist und an den Zielhäfen bereitgestellte Schubleichter vorfindet. Zu einer der Betriebsform der Schubschiffahrt angepaßten Fahrzeugabfertigung gehört die Ablage der Schubleichter an einem Liegeplatz, an dem das Schubboot die Leichter „aufnehmen“ kann, ohne den Hafenbetrieb und die übrige Schiffahrt zu stören. Soweit dies wegen der Enge der Hafenecken oder der Hafeneinfahrt nicht möglich ist, müssen bereitgestellte Schubleichter auf Strom abgelegt werden. Hierfür sind Bugsierboote vorzuhalten. Die Liegeplätze auf Strom sollten möglichst nahe beim Hafen sein, damit das Freimachen und erneute Belegen des Umschlagsplatzes schnell durchgeführt werden kann.

Die Vorausberechnung der Umschlagsdauer und die entsprechend frühzeitige Mitteilung des Zeitpunkts der Beendigung des Umschlages vor allem auch insofern, als Eichaufnahme, Zollabfertigung sowie die Ausstellung der erforderlichen Begleitpapiere innerhalb kürzester Frist erfolgen.

Die Eichaufnahme dient der Ermittlung des geladenen bzw. gelöschten Quantums. Das auf diese Weise ermittelte Gewicht wird in der Schiffahrt allgemein der Frachtabrechnung zugrunde gelegt. Wird z. B. die Vereinbarung: „Fracht zahlbar auf Eiche“ getroffen, kann das Schiff nach dem Umschlag erst dann den Hafen wieder verlassen, wenn die Eichaufnahme durchgeführt worden ist. Aufenthalte, die sich durch das Warten auf den Eichaufnehmer ergeben, können vermieden oder doch verkürzt werden, wenn die Beendigung des Umschlages möglichst früh bekannt ist.

Die gleiche Situation besteht bei der Übernahme und Abgabe von Gütern, die unter Zollverschluß gefahren werden müssen. In diesen Fällen müssen Zollbeamte zur Anbringung bzw. Lösung des Zollverschlusses hinzugezogen werden. Sind von einem Schiff Zollgüter in verschiedenen Hafenteilen zu laden oder zu löschen, kann der Raumverschluß zeitweilig durch die Gestellung einer Zollbegleitperson vermieden werden. Auch insoweit sind rechtzeitige Dispositionen erforderlich.

Diese Beispiele dürften zur Genüge dartun, wie sehr es auch insoweit zu einer Verkürzung der mit dem Umschlag im Zusammenhang stehenden Wartezeiten beiträgt, wenn genauer disponiert werden kann.

## 3. Auswirkungen der Verbindungen mit dem Hinterland

### 3.1. *Technisch-ökonomische Erfordernisse für die Erzielung günstiger Wettbewerbsbedingungen eines Binnenhafens im Hinblick auf den gebrochenen Verkehr*

#### 3.11 Strukturanalyse der Landverkehrsbeziehungen eines Binnenhafens

##### 3.111 Die Hinterlandverkehrswege als Wettbewerbsfaktor im gebrochenen Verkehr

Der gebrochene Transportweg Binnenwasserstraße — Landtransport stellt nur dann einen im Wettbewerb zum ungebrochenen Verkehr bedeutsamen Faktor dar, sofern be-

stimmte technische und ökonomische Mindestbedingungen realisiert sind. Als ungebrochener (trockener) Verkehr dürfte von praktischer Relevanz lediglich der Eisenbahntransport sein, insbesondere im ein- oder zweiseitigen Gleisanschlußverkehr, zumal nasse gebrochene Verkehre mit einer Schiffsbeförderung von unter 200 km bereits wegen des hohen Umschlagkostenanteils am Gesamtfrachtsatz im allgemeinen keine ökonomische Bedeutung aufweisen.

Als technische Bedingungen, die beim gebrochenen nassen Verkehr gegeben sein müssen, sind anzusehen:

- Eignung des Gutes für den Binnenschifftransport;
- Eignung des Gutes für einen einfachen bzw. doppelten Wasser-Land-Umschlag;
- befriedigende ganzjährige Wasserführung des Binnenschiffahrtsweges;
- Eignung der vorhandenen Umschlagsanlagen der Häfen bzw. der Verladestellen.

Während diese Voraussetzungen in der Realität in der Regel erfüllt sind, treten die ökonomischen Mindestbedingungen häufig als restriktiv wirkende Tatbestände auf. Es handelt sich hierbei vor allem um

- eine Frachtsatzdifferenz beim Gesamttransport zugunsten des gebrochenen Verkehrs (im Vergleich mit dem u. U. konkurrierenden trockenen Verkehr);
- die Pünktlichkeit und Regelmäßigkeit der Transportabwicklung im gebrochenen Verkehr.

Diese ökonomischen Mindestbedingungen umreißen gleichzeitig die Gesamtproblematik des gebrochenen nassen Verkehrs bei zunehmender Intensivierung des Wettbewerbs durch den ungebrochenen (Eisenbahn-) Verkehr.

Die Situation wird immer dann zugunsten des gebrochenen nassen Verkehrs entschärft, sofern keine direkte Konkurrenzbeziehung zu aktuellem oder potentiellm ungebrochenen Verkehr besteht. Dies wird dann der Fall sein, wenn

- die Wirtschaftsstruktur des Hafenhinterlandes als deglomeriert zu charakterisieren ist, keine industriellen Zentren vorhanden sind und das Schienennetz für einen distributiven Flächenverkehr nicht geeignet ist oder Gleisanschließer nur vereinzelt auftreten;
- die Empfangs- oder Versandmengen der im Hafenhinterland ansässigen Betriebe weder verkehrstechnisch noch tarifarisch solche Transportmengen regelmäßig übergeben, die in Wagengruppen bzw. in Ganzzügen befördert werden können;
- die Struktur des Transportgutes oder die Verkehrsstruktur des Hafenhinterlandes einen gebrochenen Straßen-Schienentransport technisch und/oder wirtschaftlich ausschalten. Dies gilt insbesondere für Massengüter und die Zu- und Ablaufentfernungen zum/vom nächsten Verladebahnhof der Eisenbahn des langströmigen Verkehrs.

Die Komplexität der ökonomischen Fragen des Zu- und Ablaufverkehrs von bzw. zu den Binnenhäfen zeigen die Leistungs- und die Kostenanalyse.

### 3.1111 Leistungsanalyse des Zu- und Ablaufverkehrs (Ablaufentfernung 50 km und mehr)

Der Ablaufverkehr kann abgewickelt werden

1. über die Schiene
2. über die Straße
3. über Rohrleitungen.

Bei den nachfolgenden Analysen erfolgt eine Beschränkung auf die Fälle 1. und 2.

Zu 1.: Beim Ablaufverkehr über die Schiene ist zu unterscheiden:

- a) die Beteiligung von lediglich einem Schienenverkehrsunternehmen, z. B. der Deutschen Bundesbahn,
- b) die Beteiligung von mehreren sich ergänzenden Eisenbahnen.

Der Fall a), daß nur ein Bahnunternehmen an der technischen Abwicklung des Ablaufverkehrs über die Schiene beteiligt ist, liegt vor, wenn

die hafeneigene Eisenbahn den Hinterlandverkehr auf eigenem Gleiskörper und mit eigenem rollenden Material durchführt (dieser Fall ist für den echten Hinterlandverkehr — nicht Hafenanlieger- bzw. Loco-Verkehr — atypisch); das Staatsbahnunternehmen, z. B. die Deutsche Bundesbahn, bedient ohne Zwischenschaltung einer weiteren Eisenbahn die im Hafen liegenden Verladeplätze (z. B. aufgrund eines Bedienungsvertrages mit der Hafenverwaltung bzw. dem rechtlichen Träger des Hafens).

Häufiger jedoch tritt der Fall b) ein, bei dem im Hafengelände von einer hafeneigenen Eisenbahn das Sammeln, Vorsortieren, Verteilen und die Abfertigung sowie der Transport der Waggons von den einzelnen Verladestellen im Hafen bis hin zur Übergabestation (Übergabepunkt) an die Staatsbahn durchführt, die dann den Streckenverkehr des Hinterlandtransportes abwickelt.

Zu 2.: Beim Zu- und Ablaufverkehr mit dem LKW wird aus Gründen der Kapazitäten-divergenz zwischen LKW-Einheiten und Binnenschiffen häufig eine Zwischenlagerung eingeschaltet. Direktumschlag Schiff/LKW mit einer Vielzahl im Hafengelände verkehrender bzw. wartender LKW ist jedoch ebenfalls anzutreffen.

### 3.1112 Kostenanalyse

Die hohe Fixkostenlast der Eisenbahnen (rd. 60—65% der Gesamtkosten) führt bei tendenziell sinkender Beanspruchung der Schienenverkehrsmittel im Ablaufverkehr zu einer Vergrößerung des Leerkostenblocks. Die quantitative Anpassung des Schienennetzes an den in der Realität festzustellenden stark rückläufigen Anteil des Bahnverkehrs am Hinterlandverkehr stößt im Hafengelände selbst auf enge technische Grenzen, sofern eine Vielzahl von Hafenanliegern die Vorhaltung von Gleisanlagen an ihrer Verladestelle wünscht. Aus Wettbewerbsgründen zum durchgehenden trockenen Verkehr ist eine Anhebung der Frachten und Gebühren (z. B. Stellgebühren) weitgehend unmöglich. Bei sinkenden Gesamterträgen aufgrund des Rückganges der Schienenverkehre im Binnenhafen und weitgehend konstanten Gesamtkosten des Bahnbetriebes (ohne Berücksichtigung steigender Lohnkosten) verschlechtert sich insbesondere die wirtschaftliche Lage der hafeneigenen Bahnen in gravierendem Maße. Ihnen ist es nicht möglich, zumindest im Streckengeschäft des Hinterlandverkehrs einen (näherungsweise) Ausgleich zu realisieren.

Die Staatsbahn (z. B. Deutsche Bundesbahn) hat aus eigenwirtschaftlichen Gründen heraus nur ein bedingtes Interesse daran, den Hinterlandverkehr der Binnenhäfen durch niedrige spezielle (Binnenumschlags-) Tarife attraktiv zu gestalten, da sie selbst als betroffener Wettbewerber im ungebrochenen Verkehr auftritt. Hinzu kommt, daß die Kosten je beförderten Waggon auf den (relativ kurzen) Hinterlandstrecken wegen der oftmals wesentlich niedrigeren Streckenbelastung höher liegen als bei den trockenen Transporten im Langstreckenverkehr mit Wagengruppen oder Ganzzügen auf Strecken mit hoher Verkehrsdichte.

Beim Zu- und Ablaufverkehr per LKW entstehen den Binnenhäfen bei zunehmender Straßenverkehrsdichte im Hafengelände steigende Straßenunterhaltungskosten und Verkehrsabwicklungsprobleme. Handelt es sich bei den Verkehrswegen im Hafen nicht um

Straßen des öffentlichen Verkehrs, bei denen die Gemeinde oder der Staat als Baulastträger auftreten, so verzeichnen die Häfen einen weitgehend nicht durch entsprechende Erträge ausgleichenden Kostenblock. Eine Deklarationspflicht der in den Häfen verkehrenden Kraftfahrzeuge besteht in der Bundesrepublik nicht; eine hafenindividuelle Kontrolle des Straßenverkehrs scheitert in der Mehrzahl der Binnenhäfen daran, daß eine Vielzahl von Ein- und Ausfahrten besteht, die nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand zu überwachen sind.

### 3.112 Determinanten des qualitativ-quantitativen Umfanges des Zu- und Ablaufverkehrs

#### 3.1121 Die geographische Lage des Hafens

Die wirtschaftliche Bedeutung des Hinterlandverkehrs eines Endhafens übertrifft in aller Regel jene der Nichtendhäfen. Ferner bestimmen der Grad der (regionalen) Verkehrserschließung durch Straßen- und Schienenverkehrswege sowie die Geländeverhältnisse des „natürlichen“ Hafenhinterlandes den grundsätzlichen Umfang und die Struktur des Zu- und Ablaufverkehrs.

#### 3.1122 Die wirtschaftliche Struktur des Hinterlandes

Neben den geographischen Bedingungen erlangt der Grad der industriellen Besiedlung und die Art der Produktionszweige (und damit die Art der transportierenden Güter) eine entscheidende Bedeutung. Eng verbunden hiermit sind die Bezugs- und Absatzverflechtungen der betrachteten Unternehmen. Wesentliche Erkenntnisse lassen sich durch die Aufstellung einer nach Transportströmen gegliederten Input-Output-Analyse gewinnen.

#### 3.1123 Die Intensität des Substitutionswettbewerb im gebrochenen Verkehr

Obwohl die unter 121 und 122 analysierten Tatbestände eine für den gebrochenen nassen Verkehr günstige Situation erkennen lassen, entscheidet über den wirklichen Umfang des Hinterlandverkehrs die Wettbewerbssituation des gebrochenen Verkehrs zum ungebrochenen Verkehr. Von echter ökonomischer Bedeutung ist allein nur der ungebrochene Eisenbahntransport. Aufgrund verstärkter Ausnahmetarifbildungen mit kombinierten Mengen- und Treuerabatten, verbunden mit Regelmäßigkeitsprämien usw. gelingt der Schiene in steigendem Maße ein Einbruch in Transportmärkte des gebrochenen (massen) Verkehrs, insbesondere bei den mengenmäßig stärkeren Verkehrsströmen. Gefördert werden diese Transportverlagerungen auch durch jene Maßnahmen der Bahn, durch welche die Zahl der Gleisanschlüsse vermehrt und die Tarife im Zu- und Ablaufverkehr tendenziell angehoben werden.

### 3.12 Beurteilungskriterien für eine hafens- und gesamtwirtschaftlich optimale Gestaltung des Zu- und Ablaufverkehrs

#### 3.121 Das Spannungsverhältnis zwischen technisch und wirtschaftlich optimalen Hinterlandverbindungen

Anhand der Daten über Umfang und Struktur des Zu- und Ablaufverkehrs eines Binnenhafens lassen sich technisch optimale Hinterlandverkehrsbeziehungen durch einen Ausbau der Straßenverbindungen und/oder Erstellung von Gleisanschlüssen im Schienenverkehr realisieren. Bei der Bedeutung des ständig zunehmenden Substitutionswettbewerbes des trockenen ungebrochenen Verkehrs zum gebrochenen nassen Verkehr und der Priorität von technisch möglichen und gesamtwirtschaftlich kostengünstigsten Transportverfahren (bei Beachtung der Nachfragesouveränität) scheidet ein Teil der denkbaren Maßnahmen zur (technischen) Verbesserung der Hinterlandverbindungen aus. Die Wettbewerbsfähigkeit des Binnenschiffsverkehrs und der Binnenhäfen im gebrochenen Verkehr kann bei ökonomisch orientierter Betrachtungsweise nicht dadurch verbessert werden, daß Kostenfaktoren des Zu- und Ablaufverkehrs aus den Betriebsrechnungen der beteiligten

Wirtschaftseinheiten eliminiert und (insbesondere) der öffentlichen Hand zugewiesen werden. Beispielhaft sei die Problematik der Binnenumschlagstarife (U-Tarife) und der hafenbezogenen Straßenausbauprogramme erwähnt. Die Intensivierung des Wettbewerbs durch den trockenen (Schienen-)Verkehr erschwert die für eine Beurteilung erforderliche Erstellung einer auf den Hafen und das Hinterland bezogenen Cost-Benefit-Analyse. Es kann jedoch festgestellt werden, daß sich bei zunehmender Verstärkung des Wettbewerbs auf den Verkehrsmärkten und insbesondere bei erhöhter tarifpolitischer Autonomie der Verkehrsträger die ökonomische Position des gebrochenen Verkehrs in zahlreichen Fällen abschwächt. Diese Situation ist nur dann nicht zu erwarten, sofern

entweder das angesprochene Wettbewerbsverhältnis bei bestimmten Häfen nicht eine derartige Relevanz zeigt

oder das Hinterland des Hafens in seiner technisch-ökonomischen Struktur primär den Lastkraftwagen im Zu- und Ablaufverkehr begünstigt.

### 3.122 Hafenwirtschaftliche Beurteilungskriterien

Ein großer Teil der sog. „alten“ Binnenhäfen wurde in Deutschland als Eisenbahnhäfen errichtet. Ihrer baulichen Anlage entsprechend sind sie ausgerichtet auf einen überwiegend über die Schiene laufenden Hinterlandverkehr. Der insbesondere seit 1957 verstärkt in der Bundesrepublik in Erscheinung tretende Verlagerungseffekt des Zu- und Ablaufverkehrs von der Schiene auf die Straße führt bei den Binnenhäfen nicht nur zu tendenziell steigenden Kosten je bewegten Bahnwaggon (vgl. 112 Kostenanalyse), sondern zu technischen Problemen der Bewältigung eines täglichen LKW-Verkehrs von u. U. mehreren tausend Einheiten. Auf der einen Seite sind zahlreiche Binnenhäfen hinsichtlich der Umschlagsresultate auf einen intensiven Hinterlandverkehr angewiesen, auf der anderen Seite führt der Strukturwandel im Zu- und Ablaufverkehr zu erheblichen Kostenbelastungen der Hafenwirtschaft, denen keine entsprechenden Erträge gegenüberstehen.

Bei den nach dem 2. Weltkrieg gebauten bzw. erweiterten Häfen weist dieser Strukturwandel eine vergleichbare Problematik nicht auf. Die Beurteilung der technisch-ökonomischen Situation im Hinterlandverkehr und die Möglichkeiten einer im hafenwirtschaftlichen Sinne positiv zu bewertenden Umgestaltung sind je nach Hafentyp, Hinterlandstruktur, Wettbewerbssituation zu Nachbarhäfen und Tarifstruktur des konkurrierenden trockenen Verkehrs verschieden.

### 3.123 Verladerbezogene Beurteilungskriterien

Ausgehend von der unterstellten Umschlagseignung des transportierten Gutes sind als Entscheidungsparameter des Verladers im Hinblick auf die Wahl des Transportweges und -mittels der Transportpreis (einschl. Verpackungsnebenkosten) sowie die Qualität der Transportleistung (Gutbehandlung, Transportdauer, Sicherheit) zu nennen. Scheidet der direkte ungebrochene Transport aus technischen oder ökonomischen Gründen aus, so tritt im Zu- und Ablaufverkehr in der Bundesrepublik der in der Regel vorhandene Frachtvorsprung des Straßengüterverkehrs (Güternahverkehr, Einzugsbereich bis 100 km, GNT-Tafel III  $\times$  30 %) gegenüber den Eisenbahnfrachtsätzen (tarifiert nach DEGT Regeltarif, allgemeinen Ausnahmetarifen, speziellen Ausnahmetarifen oder Umschlagstarifen) neben sonstigen Qualitätsvorteilen als Entscheidungsgröße auf. Der Verlader trennt jedoch in der Regel nicht zwischen Zu- und Ablaufverkehrsqualitäten und im engeren Sinne hafenwirtschaftlichen Faktoren (Umschlagsdauer, Lagermöglichkeiten).

Die Problemstellung der Beurteilung durch den Verlader ändert sich, sofern das Hafenhinterland durch im Hafen gelegene Lagerhäuser und -flächen auf Abruf bedient wird. Verallgemeinernd läßt sich feststellen, daß der Zu- und Ablaufverkehr immer dann für

die Verlader an Bedeutung gewinnt, sofern von ihnen Investitionen in Umschlags- oder Lagereinrichtungen vorgenommen worden sind, an deren kapazitätsmäßiger Ausnutzung sie interessiert sind.

Preisreize für die Verlader, den gebrochenen nassen Verkehr zu wählen, liegen auch darin begründet, daß in der Bundesrepublik ein erhebliches Spannungsverhältnis zwischen den Berg- und den Talfrachten besteht. Die bedeutenden Frachtreduktionen im Talverkehr ermöglichen die Erschließung eines häufig weiträumigen Hafenhinterlandes aufgrund des vorhandenen Frachtvorsprunges des nassen Verkehrsanteils.

### 3.124 Gesamtwirtschaftliche Beurteilungskriterien

Die gesamtwirtschaftliche Betrachtungsweise geht dahin, bei Beachtung der Nachfragesouveränität die Minimierung des gesamtwirtschaftlichen Transportkostenblocks zu fördern. Für den Hinterlandverkehr bedeutet dies, daß eine möglichst exakte Zuordnung der Kostenpositionen, sowohl im Hafen selbst wie auch beim Zu- und Ablaufverkehr (insbesondere der Infrastrukturkosten), erfolgt, um dem Preis im Wettbewerb seine Lenkungsfunction zu erhalten.

### 3.13 Vorschläge für eine ökonomisch-rationale Gestaltung des Hinterlandverkehrs

#### 3.131 Hafengewirtschaftliche Maßnahmen

Neben der technischen Optimierung der Umschlagsvorgänge im Hinblick auf die Umschlagszeiten ist zu prüfen, ob und in welchem Rahmen bei den einer weitgehend flexiblen Preispolitik zugänglichen Entgelten für hafengewirtschaftliche Leistungen Korrekturen möglich sind, die letztlich einen Preisreiz für den gebrochenen Verkehr (und damit den Zu- und Ablaufverkehr) darstellen sollten. Es zeigt sich jedoch, daß aufgrund der gegenwärtigen Kosten- und Ertragslage der Mehrzahl der Binnenhäfen Tarifabsenkungen praktisch unmöglich sind, da bereits auch bei nur handelsrechtlichen Wertansätzen (Verzicht auf kalkulatorische Bewertung) zum Teil beträchtliche Jahresverluste konstatiert werden müssen. Weder läßt sich der Bahnverkehr im Hafen zu niedrigeren Tarifsätzen durchführen, noch können Tarifierhöhungen in anderen hafengewirtschaftlichen Tätigkeitsbereichen realisiert werden, ohne daß hierdurch der Gesamttransportakt als nasser gebrochener Verkehr ernsthaft gefährdet wird. Es sollten jedoch Versuche unternommen werden,

1. den Lastkraftwagen zumindest an den Straßenverkehrswegekosten des Hafens zu beteiligen, indem die erforderlichen rechtlichen und technischen Möglichkeiten erneut überprüft werden. Auf diese Weise würde die Gesamtertragslage der Binnenhäfen graduell verbessert und der unter anderem auf Kostenverzerrungen beruhende überaus große Wettbewerbsvorsprung des Lastkraftwagens im Zu- und Ablaufverkehr reduziert;
2. den Verrechnungsmodus zwischen Staatsbahn (z. B. Deutsche Bundesbahn) und Hafenbahnen dahingehend zu überprüfen, ob nicht in einigen Fällen eine höhere Frachteinhaltszuschuss oder teilweise Überlassung der vom Verlader erhobenen Abfertigungsgebühren aufgrund der vom Hafen erbrachten Leistungen durchführbar ist. Nur eine enge Zusammenarbeit zwischen den beteiligten Schienenverkehrsbetrieben kann die Wettbewerbsfähigkeit der Eisenbahn im Hinterlandverkehr erhalten bzw. stabilisieren;
3. einen Kosten- und Erlösausgleich bei stark konkurrenzierten und für die beteiligten Schiffahrts- und Hafenbetriebe wirtschaftlich interessanten Transporten dergestalt durchzuführen, daß durch eine gemeinsame Preis- und Leistungsstrategie nasse ge-

brochene Verkehre erhalten bzw. in ihrem Volumen ausgeweitet werden, so daß bei Betrachtung des Gesamttransportaktes (der Kosten-Ertrags-Rechnungen aller an der Abwicklung beteiligten Verkehrsunternehmen) ein positiver Saldo verbleibt.

4. durch eine Differenzierung der für die Bereitstellung und Erbringung von hafengewirtschaftlichen Leistungen im Hinblick auf den Platz- und den Hinterlandverkehr (Ermäßigung der Preise für den Hinterlandverkehr) zu den Zu- und Ablaufverkehr zu intensivieren. Für den Hafen liegt immer dann in dieser Preisdifferenzierung ein eigenwirtschaftlicher Vorteil, sofern dieser zusätzlich gewonnenen Verkehr neben den von ihm verursachten leistungsabhängigen Kosten einen Beitrag zur anteiligen Fixkostendeckung des Gesamthafens leistet.

### 3.132 Verladeraktivitäten

Der Zu- und Ablaufverkehr zum und vom Binnenschifftransport findet seine ökonomische Rechtfertigung immer dann, wenn

1. die Verlader durch eine ihren Produktions- und Vertriebsinteressen entsprechende Lager- und Umschlagsanlagenbaupolitik oder durch die Nutzung bereits in den Häfen erstellter Anlagen Kostenvorteile im Vergleich zum ungebrochenen Transport realisieren können;
2. durch Betriebsverbindungen von Schiffahrts- und Produktionsbetrieben komparative Kostenvorteile durch den gebrochenen nassen Verkehr und damit auch durch den Hinterlandverkehr wahrgenommen werden können;
3. die Hafenumschlagsplätze durch spezialisierte Umschlagsanlagen (z. B. Schrottmagneten etc.) für den Verlader an Aktivität gewinnen.

### 3.133 Schiffahrtsbezogene Maßnahmen

1. Durch Frachtreduzierungen der Binnenschiffahrt im nassen Streckenanteil können u. U. die Hinterlanddimensionen der Häfen tariftechnisch erweitert werden. Es ist jedoch fraglich, ob solche Maßnahmen zum gegenwärtigen Zeitpunkt erfolversprechend sind, da

die Ertragssituation der Schiffahrt weitere Frachtermäßigungen weitgehend ausschließt,

nur ein gemeinsames Vorgehen aller an den betreffenden Verkehr beteiligten Schiffahrtskreise den erwünschten Effekt zeitigen kann.

2. Durch eine Überprüfung und spezielle Ausweitung des überbetrieblichen Systems des Frachtausgleichs lassen sich die komparativen Wettbewerbsvorteile des Großunternehmens Deutsche Bundesbahn abschwächen. Auch hier ist jedoch ein koordiniertes Vorgehen der beteiligten Schiffahrtsunternehmen Voraussetzung.

### 3.134 Allgemeine verkehrswirtschaftliche und verkehrspolitische Aktivitäten

Der gesamtwirtschaftlich förderungswürdige Hinterlandverkehr kann letztlich dadurch gestützt werden, indem

1. der Bund als Eigentümer der Binnenwasserstraßen die Befahrungsabgaben differenziert, so daß der Hinterlandverkehr begünstigt wird im Vergleich zum Platzverkehr. Hiermit kann gleichzeitig eine Förderung wirtschaftlich schwach entwickelter Regionen erfolgen. Bedingung ist jedoch, daß global die Befahrungsabgaben die schiffahrtsanteiligen Kosten der künstlichen bzw. kanalisierten Wasserstraßen decken;

2. der Staatsbahn (z. B. Deutsche Bundesbahn) die Auflage erteilt wird, die Zu- und Ablauftarife für bestimmte Güter zumindest nicht höher zu gestalten als die allgemeinen Ausnahmetarife für diese Güter (z. B. 6 U 1 über alle Entfernungen = 6 B 1);
3. der Zu- und Ablaufverkehr durch Lkw mit Massengütern im Nahverkehrsbereich bis 100 km, der zu verkehrstechnischen und verkehrswirtschaftlichen Erschwernissen in den Ballungszentren führt durch eine kostenadäquate Besteuerung stärker belastet wird, so daß die Wettbewerbsfähigkeit der Bahn vergleichsweise erhöht wird.

Insgesamt zeigt sich, daß unter ökonomischen Aspekten die Möglichkeiten der Förderung des Zu- und Ablaufverkehrs beschränkt sind, zumal es aufgrund der verstärkten Wettbewerbssituation auf diesen Verkehrsmärkten sowie der mannigfaltigen Qualitätsaspekte bei der Transportabwicklung keinen sog. „natürlichen“ Hinterlandverkehr der Binnenhäfen gibt.

### 3.2. Tatsächlich vorhandene Tendenzen in der Entwicklung des gebrochenen Binnenschiffsverkehrs, veranschaulicht am Beispiel zweier in diesem Verkehr erfolgreicher Binnenhäfen.

#### 3.21 Allgemeine Feststellungen

Mit Rücksicht auf die außerordentlichen Unterschiede in den Wettbewerbssituationen der einzelnen deutschen Binnenhäfen können für alle Häfen verbindliche Aussagen nicht gemacht werden. Jedoch ermöglichen die vorhandenen Zahlen, überwiegend wirksame Tendenzen festzustellen, die sich auf den Hinterlandverkehr auswirken.

Entscheidend für die Wahl des Verkehrsweges, sei es ein direkter, sei es ein gebrochener Weg, ist in der Regel die Wahl des Verkehrsnutzers, d. h. des Rechtsgeschäftspartners der das Transportrecht hat. Über die tatsächlich ausgeübte Wahl gibt es in Deutschland keine Statistiken, die einen uneingeschränkten Aussagewert haben. Die nachstehend für die Jahre 1955, 1960 und 1965 ausgewertete Jahresstatistik der

		Umladungen von und zu den Binnenwasserstraßen (in 1 000 t)					
		davon					
		unmittelbar weiter mit					
	Insges.	Eisen- bahn	Kfz.	Schiff	Zus.	an bzw. ab Lager/Fabrik	
1955	181 200	32 800	19 600	13 090	65 490	115 700	
= %	100	18	11	7	36	64	
= %	100	100	100	100	100	100	
1960	253 200	34 600	31 000	12 440	78 040	175 200	
= %	100	14	12	5	31	69	
= %	139	105	158	95	119	151	
1965	286 800	25 700	34 400	11 160	71 260	215 000	
= %	100	9	12	4	25	75	
= %	158	78	176	85	109	186	

läßt jedoch wichtige allgemein gültige Trends erkennen.

3.211 Der Binnenschiffsverkehr in seiner Gesamtheit (Umschlag von und zum Binnenschiff) ist in der Bundesrepublik von 1955 auf 1965 erheblich — um 58 % — gestiegen.

2.212 Der gebrochene Verkehr mit Binnenschiffen (Verkehr mit direktem Umschlag von Binnenschiff auf Eisenbahn, Kraftfahrzeug oder Schiff) hat zusammen im gleichen Zeitraum zwar noch absolut eine Erhöhung der Mengen erlebt, ist jedoch relativ von 36 auf 25 % des Gesamtverkehrs abgesunken.

3.213 Die Feststellung zu 12 lassen jedoch einen Schluß auf die Entwicklung des gesamten gebrochenen Verkehrs, d. h. einschließlich des über Lager abgewickelten gebrochenen Verkehrs nicht zu, denn die Spalte „an bzw. ab Lager/Fabrik“ enthält nur nicht aufteilbare Gesamtmengen.

3.214 Die Eisenbahn hat den ersten Rang als Partner der Binnenschiffahrt im gebrochenen Verkehr an den Kraftwagen verloren. Der Anteil des Binnenschiff/Eisenbahnverkehrs am gesamten Verkehr auf Binnenwasserstraßen ist nicht nur relativ von 18 auf 9 % der Gesamtmengen, d. h. auf die Hälfte des ursprünglichen Anteils in den genannten 10 Jahren abgesunken, sondern hat sich auch trotz mengenmäßiger Steigerung des Gesamtverkehrs auf 158 % absolut von 32,8 Mill. t auf 25,7 Mill. t vermindert.

3.215 Dementsprechend hat der gebrochene Binnenschiff/Kraftwagenverkehr nicht nur die absoluten Mengen in den 10 Jahren auf 176 % steigern können, sondern auch seinen relativen Anteil sowohl am gesamten gebrochenen Verkehr als auch am Gesamtverkehr mit Binnenschiffen.

3.216 Der Umschlag Schiff/Schiff zeigt demgegenüber einen abnehmenden Trend, was allerdings weitgehend dadurch bedingt ist, daß in diesem Jahrzehnt weitere Strecken des Wasserstraßennetzes vollschiffig ausgebaut worden sind, so daß sich dadurch eine Leichterung erübrigte.

### 3.22 Veranschaulichung der Entwicklung des gebrochenen Verkehrs bei zwei in diesem Verkehr erfolgreichen Häfen

Da jeder Binnenhafen aufgrund seiner verkehrsgeographischen Lage, der besonderen Wirtschaftsstruktur seines Hinterlandes und seiner spezifischen Wettbewerbssituation bei der Bedienung dieses Hinterlandes im gebrochenen Verkehr eine Größe sui generis darstellt, können einzelne Häfen betreffende Erfahrungen nur die allgemeinen Erkenntnisse in Bezug auf die Situation in diesen Häfen ergänzen, jedoch nicht für sich allein verallgemeinernde Beschlüsse begründen. Sie können höchstens Ansatzpunkt für weitere Untersuchungen sein, die ihrerseits zu Erkenntnissen von allgemeiner Bedeutung führen, aber nicht mehr.

Es würde den Umfang dieser Arbeit sprengen, wenn man auch nur die wichtigsten Verkehrsverbindungen bei den wichtigsten deutschen Binnenhäfen empirisch untersuchen würde. Deshalb sollen sich die weiteren Ausführungen unter den gemachten Vorbehalten darauf beschränken, an Hand von Zahlen von zwei Binnenhäfen zu zeigen, daß es Häfen möglich war, sich mit Erfolg gegen den allgemeinen Trend durchzusetzen und einen angemessenen Anteil des gebrochenen Verkehrs am Gesamtverkehr erfolgreich zu verteidigen.

3.222 Der Hafen Hildesheim konnte, wie aus den nachstehenden Tabellen 1 und 2 zu entnehmen ist, in den Jahren 1963 bis 1967 entgegen dem allgemeinen Trend den Zulaufverkehr vergrößern, und zwar, obwohl er zwischen zwei rund 43 Tarifkilometer entfernten gelegenen Häfen liegt und mit diesen um die Erhaltung seines Hinterlandverkehrs zu ringen hat.

Entwicklung des Zulaufverkehrs nach Entfernungsstufen beim Hafen Hildesheim  
(1963 = 100)

Tabelle 1

Jahr	Zulaufverkehr			bis 50 km Zulauf			davon 50—100 km Zulauf			über 100 km Zulauf		
	insges.	mit Bahn	mit Lkw	insges.	Bahn	Lkw	insges.	Bahn	Lkw	insges.	Bahn	Lkw
1963 absolut in t	296 317	96 167	200 150	187 795	82 718	105 077	104 054	8 981	95 073	4 468	4 468	— t
in %	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	
1965 in %	169,2	208,3	150,4	173,8	222,3	135,6	165,5	151,5	166,8	62,8	62,8	
1967 in %	117,6	126,5	113,2	69,8	112,2	36,3	202,1	243	198,2	156,9	156,9	

Aufteilung des Ablaufverkehrs auf die einzelnen Entfernungsstufen

Ø dieser 3 Jahre absolut in t	381 993	139 385	242 607	215 056	119 818	95 237	162 171	14 801	147 370	4 766	4 766	t
	= 100	36,5	63,5	56,3	31,4	24,9	42,5	3,9	38,6	1,2	1,2	

## Entwicklung des Ablaufverkehrs nach Entfernungsstufen beim Hafen Hildesheim

Tabelle 2

(1963 = 100)

Jahr	Ablaufverkehr			bis 50 km Ablauf			davon 50—100 km Ablauf			über 100 km Ablauf		
	insges.	mit Bahn	mit Lkw	insges.	Bahn	Lkw	insges.	Bahn	Lkw	insges.	Bahn	Lkw
1963 absolut in t	362 281	11 900	350 381	289 912	10 719	279 193	72 369	1 181	71 188	—	—	— t
in %	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100	= 100			
1965 in %	109,5	120,3	109,1	96,5	28,7	99,1	161,5	952,2	148,4			
1967 in %	85,6	79,8	85,8	66,3	39,4	67,4	163	446,3	158,3			

## Aufteilung des Zulaufverkehrs auf die einzelnen Entfernungsstufen

Ø dieser 3 Jahre absolut in t	356 365	11 904	344 461	253 959	6 004	247 954	102 406	5 899	96 507			
in %	= 100	3,3	96,7	<b>71,3</b>	1,7	69,6	<b>28,7</b>	1,7	27,0			

3.2221 Die beiden Tabellen zeigen deutlich, und das ist nach zahlreichen Frachtvergleichen und Einzelfeststellungen bei vielen Binnenhäfen empirisch als allgemein gültig festzuhalten, daß der Einzugsbereich des gebrochenen Verkehrs in der Regel die 100-km-Zone nicht übersteigt, soweit nicht besondere Anreize für längere Zu- und Ablaufentfernungen gegeben sind. Natürlich sind im allgemeinen die möglichen Zu- und Ablaufentfernungen länger, je länger die Transportentfernung des konkurrenzierenden direkten Weges und je geringer die Differenz der für den Transportpreis entscheidenden Gesamttarifentfernungen der im Wettbewerb stehenden Verkehrswege ist. In der Regel wird jedoch in der Bundesrepublik Deutschland die durch den Geltungsbereich des gegenüber der Eisenbahn billigeren Regeltarifs des Güternahverkehrs (GNT = Tafel III minus 30 bzw. 40%), der auf Tarifentfernungen von 100 km beschränkt ist, gegebene Zäsur beim Zu- und Ablauf nicht übersprungen. Bezeichnend dabei ist, daß, wie Tabelle 2 zeigt, die vereinzelten Zulauftransporte über 100 km Entfernung wieder mit der Eisenbahn durchgeführt werden.

3.2222 Die Bundesregierung hat versucht, bei den Häfen im Zonenrandgebiet, zu denen auch Hildesheim gehört, und bei gewissen Mainhäfen, deren Bemühungen um Erhaltung ihres gebrochenen Verkehrs in geeigneten Fällen durch Differenzierung der Schifffahrtabgaben für Platzgut und Hinterlandgut zu unterstützen, was gleichfalls zu den in diesen Häfen erzielten günstigeren Ergebnissen mit beigetragen hat. Die Schifffahrtabgaben stellen jedoch nur einen relativ kleinen Anteil am Gesamttransportpreis dar. Wirkungsvoller dürften daher, wegen des größeren finanziellen Gewichts in dieser Hinsicht die durch Rechtsverordnung rechtsverbindlich eingeführten Frachtausgleichskassen sein, die den gebrochenen Verkehr aus Beiträgen aus dem Gesamtverkehr mit diesen Gütern auf überbetrieblicher Basis so verbilligen, daß er in einem durch die vorhandenen Mitteln begrenzten Raum gegenüber konkurrierenden Direktverkehren wettbewerbsfähig bleibt.

3.2223 Der Hafen Heilbronn liegt hinsichtlich seiner Umschlagsleistungen unter den deutschen Binnenhäfen mit 4,807 Mio. t im Jahre 1967 unmittelbar hinter Frankfurt/Main und mit erheblichem Abstand vor Krefeld und Stuttgart an 10. Stelle. Obwohl er 1958 seine Vorzugsstellung als Endhafen verloren hat, konnte er, wie aus Tabelle 4 ersichtlich ist, wegen der Wendigkeit aller an diesen Verkehrsaufgaben Beteiligten ab 1965 in etwa wieder seine ursprünglichen Umschlagsleistungen erreichen.

Tabelle 3

## Entwicklung der Umschlagleistungen (in 1 000 t) des Hafens Heilbronn

Jahr	inges. absolut	%	davon unmittelbar weiter mit			an bzw. ab Lager/Fabrik %
			Eisen- bahn %	Lkw %	zu- sammen %	
1955	4 888	100	39,1	25,1	64,2	35,8
1957 (letztes Jahr als Endhafen)	5 157	100	41,7	21,8	63,5	36,5
1960	4 343	100	16,3	23,2	39,6	60,4
1963	4 313	100	8,7	24,3	33	67
1965	5 152	100	5,5	28,8	34,3	65,7
1967	4 807	100	4,7	22,6	27,3	72,7

Es war zwangsläufig, daß mit der Neckarkanalisation bis Stuttgart sein traditioneller Besitzstand an gebrochenem Verkehr mit dem hochindustrialisierten Stuttgarter Raum stark zurückgehen mußte. Bemerkenswert ist jedoch, daß schon 1960 diese normale Entwicklung trotz des in gleicher Richtung laufenden allgemeinen Trends bei einem Stande des Anteils des gebrochenen Verkehrs von 35,6% des Gesamtverkehrs gegenüber bei 31% bei allen Häfen der Bundesrepublik abgebremst werden konnte und 1965 dieser Vorteil von 4,6% auf 34,3% gegenüber 25% also auf 9,3% erweitert werden konnte.

Welche Ursachen haben mit dazu beigetragen, diese relativ günstigen Ergebnisse herbeizuführen?

### 3.2231 Forcierte Umstellung auf den LKW als Transportträger

Verladerwünschen Rechnung tragend hat man in Heilbronn die Umstellung von Bahn/Schiffverkehr zum LKW/Schiffverkehr erheblich über den Durchschnitt hinaus durchgeführt, und zwar von einem Verhältnis von etwa 7 : 10 im Jahre 1960, zu einem von etwa 2 : 10 im Jahre 1965 gegenüber vergleichsweise einer Umstellung von 14 : 12 zu 9 : 12 bei allen deutschen Binnenhäfen. Die beiden mengenmäßig wichtigsten Umschlaggüter, allerdings auch spezifischen LKW-Güter Baustoffe und Mineralöle haben wie Tabelle 4 zeigt, z. T. begünstigt durch Großbauvorhaben, diesen Trend besonders verstärkt.

Tabelle 4

#### Aufteilung des direkten Umschlagverkehrs (Zulauf) des Hafens Heilbronn nach Güterarten im Jahre 1967

(in 1 000 t)

Güterart	gesamter ankommender Verkehr	im gebrochenen Verkehr weiter %	davon mit		
			Bahn %	Lkw %	Schiff %
1. Baustoffe	1 873	587 = 100	—	= 100	—
2. Mineralöle	257	165 = 100	—	= 100	—
3. Braunkohle	123	123 = 100	= 26	= 74	—
4. Steinkohle	706	101 = 100	= 34,6	= 53,5	= 11,9
5. Düngemittel	87	87 = 100	= 96,5	—	= 3,5
6. Getreide- und Futtermittel	71	71 = 100	= 22,5	= 77,5	—
7. Eisen- und Walzwerk-Erzeugnisse	102	57 = 100	= 22,8	= 75,4	= 1,8
8. Sonstige Güter	61	55 = 100	= 65,5	= 34,5	—

### 3.2232 Die Organisation des Hafens nach dem Heilbronner System

Die Stadt Heilbronn ist als Kommunalverwaltung im eigentlichen Hafenbereich nur Eigentümer der zu diesem gehörenden Wasser- und Landflächen. Sie hat diese an die privaten Interessenten verpachtet und diesen allein die Errichtung und den Betrieb der Umschlagsanlagen, Lagerhäuser, Güterschuppen usw., insbesondere jedoch die Anlage zentraler Verteilungsläger überlassen. Diese privaten Interessenten haben dadurch ein besonderes wirtschaftliches Eigeninteresse auf eine längst- und bestmögliche Ausnutzung ihrer Investitionen in ihrem Hafen. Ihre Kunden decken oft ihren vielseitigen Bedarf lieber in einem und demselben reichhaltig assortierten Verteilungslager als in mehreren, an verschiedenen Orten gelegenen Einkaufsquellen und nehmen für diese Zeit- und Dispositionsvorteile sogar teilweise nicht unerheblich höhere Transportkosten in Kauf.

Diese Situation erklärt weitgehend das Phänomen, daß ein Teil der Verlader das gemeinsame Hinterland von Heilbronn und der oberhalb gelegenen Wasserumschlagstellen vermehrt über Heilbronn bedient, obwohl die oberhalb Heilbronn gelegenen Neckarhäfen näher am Empfangs- bzw. Versandort liegen. Ein Teil der Verlader hat deshalb offenbar sogar auf die Errichtung von Verteilungslägern und eigenen Umschlaganlagen an Neckarplätzen oberhalb Heilbronn bisher ganz verzichtet.

### 3.2233 Anomal billige Talfrachten auf dem Rhein

Natürlich wirkt sich auch zu Gunsten des Hafens Heilbronn die Tatsache aus, daß wegen der besonderen Eigenarten der Struktur des Rheinflachfrachtenmarktes die Talfrachten im Verhältnis zu den Bergfrachten außerordentlich niedrig kalkuliert sind. Die Differenzen der reinen Transportkosten beider Wege schwanken z. Z. zwischen 15,90 DM und 23,00 DM. Sie decken daher im Falle des möglichen Wettbewerbs nicht nur die zusätzlichen Umschlagkosten, sondern ermöglichen auch Zulauftransporte auf überdurchschnittliche Entfernungen.

### 3.2234 Vorteile der Transportkette Seeschiff/Binnenschiff im Im- und Export

Schließlich dürfte sich für den gebrochenen Verkehr mit Seeimport- und Exportgütern — wie je nach ihrer verkehrsgeographischen Lage mehr oder weniger bei allen anderen Binnenhäfen — auch bei Heilbronn fördernd auswirken, daß bei Transportketten, an denen das Seeschiff beteiligt ist, das Binnenschiff der günstigste Binnenverkehrsanschlußpartner ist. Die Seeschiffe werden bekanntlich von Jahr zu Jahr größer und damit auch immer teurer. Ihre Hafengebühren erreichen bisher nicht gekannte Ausmaße. Aus diesem Grunde sind die Im- und Exporteure bemüht, den Aufenthalt der Seeschiffe in den Häfen so kurz wie nur irgend möglich zu halten, d. h. insbesondere die Lade- und Löscheziten der Seeschiffe soweit wie möglich zu kürzen. Außerdem sind die Seehafenankünfte aus meteorologischen Gründen nicht fahrplanmäßig voraussehbar.

Eine schnelle Entladung der Seeschiffe unter Berücksichtigung dieser Tatsache und eine Vermeidung der hohen Überliegegelder erfordert eine Entladung über Lager am Kai oder auf einen Verkehrsträger, der das Gut schnellstmöglich und billigst abnehmen kann. Hier bietet das großräumige Binnenschiff wirtschaftliche Vorteile gegenüber dem direkten oder dem über Lager-Verkehr mit anderen Verkehrsträgern, deren Transportgefäße räumlich kleiner und deshalb schwieriger und langsamer zu be- und entladen sind. Dabei spielt die Verbilligung der Umschlagkosten durch die Übernahme längsseit Schiff/Schiff eine besondere Rolle. Dieses Faktum macht nicht nur den direkten, sondern auch in einem gewissen Einzugsbereich den gebrochenen Binnenschiffsverkehr zu dem wirtschaftlichsten Weg. Der Verlader wird also bei Seeschiffanschlußtransporten vermehrt nicht nur den direkten, sondern auch den gebrochenen Binnenschiffsweg wählen, zumal die längere Beförderungszeit beim Binnenschiffstransport ihm bei der Abnahme des Gutes in größeren Mengen kostenlos günstigere Voraussetzungen bietet.

Ein Blick in die deutsche Verkehrsstatistik bestätigt, daß der größte Teil des Getreides und der Futtermittel, die in Heilbronn im Empfang umgeschlagen und vom Hafen Heilbronn 100%ig im gebrochenen Verkehr weiterbefördert werden, aus seewärtigen Importen stammt. Aber auch andere Güter werden aus seewärtigen Importen in Neckarhäfen in erheblichen Mengen umgeschlagen und im gebrochenen Verkehr weiterbefördert. Der Gesamtumschlag an Importgütern in diesen Häfen betrug nämlich 1965 1 337 000 t. Für diese Importe dürften ähnliche tatsächliche Präferenzen gegeben sein.

Inwieweit und mit welcher Tendenz sich die Bedeutung dieses Phänomens durch den Containerverkehr verändern wird, ist noch nicht zu erkennen und muß abgewartet werden.

3.2235 Die Summe aller für die Wahl des Verkehrsweges entscheidenden Komponenten hat jedenfalls bisher immer noch eine Reihe von Verladern veranlaßt, aus den im Einzelfall im Wettbewerb stehenden Verkehrswegen, den gebrochenen Verkehr über den Hafen Heilbronn für Empfangsplätze im gesamten süddeutschen Raum zu wählen. Jedoch wird bei dieser Wahl, wenn nicht eigene Spezialumschlaganlagen oder zentrale Verteilungsläger die Wahl mitbestimmen, im allgemeinen auch in Heilbronn die übliche 100-km-Einflußzone kaum überschritten.

## Abteilung I — Binnenschifffahrt

### Thema 2

#### Anwendung der Elektronik auf den Betrieb der Wasserstraßen und der Binnenflotte, u. a.: Regelung des Verkehrs, Automatisierung der Schleusen, Radar usw.

Berichtersteller für Anwendung der Elektronik auf den Betrieb der Wasserstraßen:

Dr.-Ing. Hans Dahme, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Kiel; Rechtsanwalt H. U. Pabst, Verein zur Wahrung der Rheinschifffahrtsinteressen, Duisburg-Ruhrort; Dipl.-Ing. Burkart Rümelin, Präsident, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Stuttgart; Prof. Dr.-Ing. Gerhard Wiedemann, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium Bonn.

Berichtersteller für Anwendung der Elektronik in Fahrzeugen der Binnenflotte:

Dipl.-Ing. Albrecht Hoppe, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium Bonn.

#### Zusammenfassung

Für den Betrieb der Wasserstraßen, das heißt für alle Maßnahmen, die den Ablauf des Verkehrs sichern und erleichtern helfen, wird Elektronik an verschiedenen Stellen angewendet oder es deutet sich eine Entwicklungsrichtung dorthin an. Es werden Anwendungen der Elektronik im Hinblick auf die Bedürfnisse bei freier Fahrt, bei Wahrschaulisten und in Fällen von Verkehrsregelung auf der Strecke oder in Schleusenbereichen behandelt. Auf die Vorteile elektronischer Datenverarbeitung für Schifffahrtsstatistik, Abgabenerhebung und dergleichen wird hingewiesen.

Mit Hilfe elektronischer Verfahren können Steuerungs-, Regelungs- und Überwachungsvorgänge maschineller, elektrischer und nautischer Einrichtungen im Binnenschiff weitgehend automatisch abgewickelt werden. Am Beispiel eines Schubbootes werden Einzelheiten über den Betriebsablauf einer solchen Anlage aufgezeigt. Auf die Einsparungsmöglichkeiten von Personal, die Erhöhung der Sicherheit und die Vermeidung von Betriebsausfällen durch eine vorgeplante Instandsetzung wurde hingewiesen. Es wurde darauf aufmerksam gemacht, daß zur Zeit Elektronik-Ausrüstungen nur auf leistungsstarken Schubbooten anzutreffen sind, daß aber mit Anwendung von derartigen Anlagen nach Art eines Baukastensystems eine Verbilligung erreicht wird, die eine weitergehende Verwendung in der Binnenschiffstechnik als möglich erscheinen läßt.

#### Inhalt

	Seite
1. Anwendung der Elektronik auf den Betrieb der Wasserstraßen .....	53
1.1 Elektronische Hilfen für die Fahrt auf „Sicht“ .....	54
1.11 Radar .....	54
1.12 UKW-Sprechfunk .....	56
1.2 Elektronische Hilfen für Wahrschaulisten .....	57
1.21 Wahrschau Schiff-Schiff .....	57
1.22 Wahrschau über Landstationen .....	57

1.3 Elektronische Hilfen für Verkehrsregelung und Schleusen .....	58
1.31 Verkehrsregelung für längere Strecken .....	58
1.32 Schleusen .....	58
2. Anwendung der Elektronik in Fahrzeugen der Binnenflotte .....	60

### 1. Anwendung der Elektronik auf den Betrieb der Wasserstraßen

Mit Hilfe der Elektronik ist es möglich, weitere Tätigkeiten, die bisher vom Menschen ausgeführt werden mußten, auch durch Maschinen erledigen zu lassen. Hiermit kann erreicht werden, Menschen einzusparen, sofern die Anlagen automatisch arbeiten können, höhere Leistungen zu erreichen, weil in bestimmten Fällen Maschinen mehr als Menschen schaffen können oder menschliche Fehler durch höhere Sicherheit des gesteuerten Funktionsablaufs auszuschließen. Dies sind Gründe genug, um auch die Anwendung der Elektronik im Betrieb der Wasserstraßen zu prüfen, denn sie kann dazu beitragen, die Sicherheit des Verkehrsablaufs zu erhöhen, den Umlauf der Schifffahrt zu beschleunigen und damit die Wirtschaftlichkeit der Binnenschifffahrt zu verbessern.

Es sollen einige Anwendungen der Elektronik auf den Betrieb der Wasserstraßen erörtert werden, ohne auf die Elektronik selbst im einzelnen besonders einzugehen. Als mit dem „Betrieb der Wasserstraße“ zusammenhängend, sind solche Maßnahmen verstanden, die den Ablauf des Verkehrs auf der Wasserstraße sichern oder erleichtern helfen. Eine kurze Betrachtung der Fahrt eines Schiffes unter verschiedenen Fahrtbedingungen kann daher im Hinblick auf diese Maßnahmen vielleicht am besten erkennen lassen, wo Elektronik für den Betrieb auf Wasserstraßen Bedeutung gewonnen hat oder gewinnen wird.

Die richtige Fahrt eines Schiffes auf Wasserstraßen beruht im allgemeinen auf Informationen, die der Schiffsführer aus der Umgebung wahrnimmt oder die von Schifffahrtszeichen oder Sicht- und Schallzeichen anderer Schiffe ausgehen. Nach ihnen trifft der Schiffsführer seine Entscheidung für das Steuern seines Schiffes. Man kann diesen Zustand „Fahrt auf Sicht“ nennen.

An verschiedenen Stellen reicht aber diese Sicht nicht mehr aus. Veranlassung dazu können sein: wachsende Verkehrsdichte, Zwang, die Fahrt auch bei Nebel oder Dunkelheit fortzusetzen, Bemühen, vorgesehene Fahrpläne genau einzuhalten oder technische und wirtschaftliche Grenzen im Ausbau der Wasserstraßen, z. B. Engstellen im Fahrweg. Zur Überwindung dieser Schwierigkeiten können die Informationen durch Wahrscheinlichkeitsdienste, entweder von Schiff zu Schiff oder über besondere Landstationen ausreichend verbessert werden. Es findet eine gewisse Überwachung der Fahrwasserabschnitte statt, die z. B. zur Feststellung führt, daß andere Schiffe oder bestimmte Kategorien von Schiffen anwesend sind. Diese Feststellung wird den Schiffen in irgendeiner Form mitgeteilt. Die betroffenen Schiffe entscheiden dann nach den geltenden Regeln der Schifffahrt, welche Maßnahmen von ihnen zu ergreifen sind.

Steigen die Schwierigkeiten weiter, führt das zu einer Verkehrsregelung. Die Abschnitte werden wieder in geeigneter Weise überwacht. Eine Stelle an Land entscheidet, wie die Verkehrssituation in geeigneter Weise bewältigt werden kann und die Schiffe erhalten über Signale Anweisungen für ihre Weiterfahrt. Eine derartige Verkehrslenkung kann z. B. an beweglichen Brücken, einschiffigen Strecken, sowie in Abschnitten mit besonders großer Verkehrsdichte oder außergewöhnlichen Verkehrsschwierigkeiten notwendig werden.

Diese verschiedenen Situationen auf der Strecke gelten sinngemäß auch für Schleusen. Es ist heute allerdings der Normalfall, daß an Schleusen die Ein- und Ausfahrt mit Signalen geregelt wird.

### 1.1 Elektronische Hilfen für die Fahrt auf „Sicht“

#### 1.11 Radar

Die Radartechnik gibt mit Hilfe von Impulsen elektromagnetischer Wellen und ihrer Reflexion an den Erhebungen der Umgebung unabhängig von den Sichtverhältnissen (Tag, Nacht, Nebel) diese Umgebung des Radargeräts maßstabsgerecht auf einem Bildschirm wieder. Der Schiffsführer kann so mit dieser Hilfe die Grenzen des Fahrwassers und die Anwesenheit anderer Schiffe in ihrer Richtung und Entfernung zu ihm erkennen, so daß er, ebenso wie bei der Tagessicht durch das Auge, „mit einem Blick“ die wichtigsten Informationen für eine sichere Fahrt aufnehmen kann. Außerdem bekommt er oft eine weitere Übersicht als sie aus der Perspektive seines Steuerstandes durch das Auge möglich ist. Diese Technik, die 1946 für die Seeschifffahrt eingeführt ist, begann man Anfang der 50er Jahre auch auf Binnenschifffahrtstraßen anzuwenden.

Bei der Anwendung der Radartechnik auf Binnenwasserstraßen entstehen aber einige Probleme.

##### 1.111 Radargerät und Wendezieger

Das Unterscheidungsvermögen des Radargeräts von dicht nebeneinander liegenden Zielen ist in Abhängigkeit von der verwendeten Wellenlänge und der Abmessung der Antennen begrenzt. Es beträgt bei 3-cm-Geräten in der Seefahrt die horizontale Antennenbündelung, die ein Maß für die azimutale Auflösung ist,  $1,2^\circ$  bis  $2^\circ$ ; die Impulsdauer, die die Entfernungsauflösung bestimmt, 0,1 bis 0,5  $\mu\text{sec}$ , in besonderen Geräten 0,05  $\mu\text{sec}$ . Ziele, die enger zusammenstehen, als die so bedingten Auflösungen — also hier normalerweise 30 und mehr Meter — können nicht getrennt erkannt werden.

Es ist daher einleuchtend, daß für die Fahrt auf verhältnismäßig engen Wasserstraßen dieses Auflösungsvermögen des Radargerätes in einem bestimmten Verhältnis zur Fahrwasserbreite stehen sollte, da sonst Uferlinie und entgegenkommendes Schiff oder gar zwei nebeneinander im Fahrwasser liegende Schiffe nicht mehr so unterschieden werden können, daß der Schiffsführer danach seine Manöver rechtzeitig bestimmen kann. Die Zentralkommission für die Rheinschifffahrt hat daher durch technische Vorschriften über die Radargeräte, die für die Schifffahrt auf dem Rhein benutzt werden können, die Eigenschaften genau bestimmt und festgelegt, welche Anforderungen in Reichweite azimutaler Auflösung, Entfernungsauflösung, Genauigkeit der Entfernungsmessung usw. erfüllt werden müssen. Sie schreiben in einer Neufassung von 1968 z. B. vor:

##### Azimutale Auflösung

Zwei Standardreflektoren in einer Entfernung von 1 200 m mit einem seitlichen Abstand von 30 m und ein Standardreflektor, der 10 m neben einem 300-m<sup>2</sup>-Reflektor in einer Entfernung von 300 m angeordnet ist, müssen ohne Einstellungsänderung des Gerätes gleichzeitig deutlich und getrennt gezeichnet werden. Diese Forderung ist auf dem kleinsten Bereich zu erfüllen, bei dem 1 200 m ohne Dezentrierung meßbar sind.

##### Entfernungsauflösung

Bei allen Bereichen  $\leq 1 200$  m muß das Gerät die Echos von zwei Standard-Reflektoren einzeln und deutlich anzeigen, wenn die Entfernung zwischen ihnen 15 m beträgt und die Ziele auf der gleichen Peilung liegen.

Ergänzt werden diese Vorschriften durch Bestimmungen darüber, daß ein Wendeweisger, der die Wendungen des Fahrzeugs schnell und eindeutig anzeigt, zusätzlich zu dem Radargerät vorhanden sein muß. Dieses Zusatzgerät ist wichtig, weil Schiffsbewegungen auf dem Bildschirm in dem verhältnismäßig kleinen Maßstab des Bildes, etwa 1:3500 bis 1:14000, nicht schnell genug erkennbar sind, um ihnen die Ruderlage anzupassen.

Es wäre für die Anwendung von Radargeräten in der Binnenschifffahrt förderlich, wenn über solche Vorschriften, wie sie für den Rhein seit etwa 10 Jahren mit guten Erfahrungen angewendet werden, auch über den Rheinbereich hinaus Einigung erzielt werden könnte.

#### 1.112 Radarziele

An vielen Strecken geben die Echos der Uferlinien von alleinstehenden Bauwerken oder Bäumen ausreichende Informationen für den Schiffsführer, um sich danach orientieren zu können. Lediglich an den Stellen, wo diese natürlichen Ziele nicht ausreichen, sind Radarziele künstlich zu errichten. Es werden hierzu Radarreflektoren benutzt. Das sind besonders geformte Körper, die besonders geeignet sind, Radarimpulse gerichtet und mit hohem Reflexionsgrad wieder zurückzuwerfen. Im einfachsten Fall können es gekreuzte Bleche sein. Radarreflektoren haben sich bewährt als Aufsätze auf Tonnen im Fahrwasser oder auf Baken an Land. Die Baken sind z. B. geeignet, Uferlinien bei höheren Wasserständen, auch dann, wenn sie überspült werden, auf dem Bildschirm erkennbar zu machen.

Ein Problem für Radarfahrt bieten manche Brücken. Im Fahrwasser stehende Pfeiler sind nicht zu erkennen, wenn sie schmaler als der Brückenquerschnitt sind. Um die Durchfahrt anzuzeigen, werden daher vor den Pfeilern Tonnen mit Radarreflektoren ausgelegt oder Reflektoren an waagerechten Auslegern vor der Brücke angebracht. Der Abstand von der Brücke sollte wegen des Auflösungsvermögens der Radargeräte  $\leq 10$  m sein. Die Brücken an Rhein und Mosel sind auf diese Weise für die Radarfahrt mit gutem Erfolg seit Jahren hergerichtet worden.

Schwierigkeiten sind an einigen Brücken dadurch aufgetreten, daß die unter der Fahrbahn liegende Brückenkonstruktion aus Haupt- und Querträgern Räume bildet, die als eine Art Radarreflektor wirken, so daß die Impulse mehrfach und kräftig reflektiert werden. Dadurch entsteht hinter der Brücke ein bis zu 200 m breiter hell ausgefüllter Bereich, in dem andere Ziele, etwa Schiffe, nur schwer erkannt werden. Diese Behinderungen lassen sich nur durch bautechnische Maßnahmen, wie etwa Schrägstellen der Trägerwände der Brückenkonstruktion um etwa  $5^\circ$  vermeiden.

Zu beachten sind auch Freileitungen, die das Fahrwasser kreuzen. Es hat sich gezeigt, daß von gewissen Höhenlagen ab Freileitungen (Hochspannungs- und Telefonleitungen, Fährseile, Seilbahnen u. ä.) auf dem Bildschirm der Radargeräte fahrende Fahrzeuge vortäuschen können. Sofern diese Scheinziele sich nicht durch andere Maßnahmen beseitigen lassen, ist es für die Sicherheit der Radarfahrt notwendig, Freileitungen so zu bezeichnen, daß sie im Radarbild eindeutig als solche erkannt werden. Dies kann u. a. dadurch geschehen, daß an der Leitung etwa im Abstand von 30 m Radarreflektoren, mindestens jedoch 4 Stück über der Wasserfläche, angebracht werden, welche die Leitung im Radarbild als Perlschnur sichtbar machen.

Wieweit andere Ziele, die jetzt mit dem Auge erfaßt werden können, auch eine Radarbezeichnung erfordern, wird weitere Erfahrung zeigen. Hierzu gehören etwa die kleinen Tonnen, die im Fahrwasser liegende Anker von schwimmenden Geräten bezeichnen.

### 1.113 Ausbildung des Schiffsführers, Einrichtung des Steuerstandes

Die Anwendung von Radar für eine sichere Fahrt setzt die Kenntnis des Schiffsführers von der Arbeitsweise des Radar, der Auswertung des Radarbildes, der Bedienung des Radargerätes, der Funktion des Wendezeigers sowie der schiffahrtspolizeilichen Vorschriften für die Fahrt mit Radar voraus. Daher wird in der Rheinschiffahrt seit 1965 ein entsprechender Befähigungsnachweis verlangt, der durch eine bei der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung abzulegende Prüfung in theoretischer und praktischer Hinsicht zu erbringen ist. Diese Prüfung kann nur nach eingehender Schulung bestanden werden. Die vorherige Beobachtung der Praxis als Hilfsschiffsführer oder Steuermann reicht nicht aus. Für eine fundierte Ausbildung kann ein Radarsimulator, bei dem Verkehrsablauf sowie alle sonstigen zu einer echten Radarfahrt gehörenden Umstände simuliert werden, helfen. Eine derartige Anlage steht in Rotterdam zur Verfügung.

Die Anwendung von Radar wird durch eine auf die Radarfahrt abgestimmte Einrichtung des Steuerstandes erleichtert. Für den Rhein sind 1968 die seit 1965 geltenden Bedingungen neu formuliert, unter denen die Schiffsführung bei Radarfahrt durch eine Person gestattet und möglich ist. Der Steuerstand muß so eingerichtet werden, daß Radarbild und alle für die Fahrt notwendigen Regelorgane von dem Schiffsführer ohne Ortsveränderung bedient werden können.

### 1.12 UKW-Sprechfunk

UKW-Sprechfunkverkehr für die Sicherheit der Bewegung von Schiffen war von der Internationalen Fernmelde-Union 1957 regional und 1959 weltweit auf Frequenzen zwischen 156,00 MHz und 162,00 MHz zugelassen worden. In einem besonderen Abkommen von Brüssel 1957 waren diese Frequenzen auch schon für die Rheinschiffahrt in Anspruch genommen worden. 1967 ist dann auf der Funkverwaltungs-konferenz in Genf beschlossen, daß in diesem Bereich genannte Frequenzen auch allgemein auf Binnenschiffahrtsstraßen zu gebrauchen sind. Damit sind weltweit die Voraussetzungen für einen UKW-Funksprechverkehr für die Sicherheit und die Leichtigkeit des Verkehrs auf Binnenwasserstraßen gegeben.

Es sind in diesem Beschluß neben Sprechverbindungen für den Postverkehr (Telefonanschluß) auch solche für den nautischen Dienst vorgesehen. Bei letzteren wird unterschieden der Verkehr Schiff-Schiff und „Nautische Information“ Schiff-Land.

#### 1.121 UKW-Geräte

Um den besonderen Verhältnissen auf Binnenwasserstraßen, die gegenüber der See durch kleinere Entfernungen oder größere Verkehrsdichte gekennzeichnet sind, gerecht werden zu können, sind einige zusätzliche technische Empfehlungen auszusprechen. Die Zentralkommission für die Rheinschiffahrt hat sie in einer Technischen Arbeitsgruppe, in der die Fernmeldeverwaltungen der Rheinanliegerstaaten und Belgien und die für die Wasserstraßen zuständigen Verwaltungen vertreten waren, 1965 erarbeitet. Es wird hierin festgestellt: Sicherheitsgespräche zwischen Schiffen sind nur auf kürzeren Entfernungen zu führen. Die Sendeleistung wurde daher auf 0,5—1,0 Watt beschränkt. Für die Sicherheitsgespräche zwischen den Schiffen und den für die Wasserstraßen zuständigen Behörden, für die auch größere Entfernungen nötig werden, soll die mittlere Leistung des Schiffsenders 20 W nicht überschreiten. Außerdem sind hierin Empfehlungen über Antennen, Sprechwege für die verschiedenen Verkehrskreise, Kombination der Anlagen an Bord für öffentlichen Dienst (Post) und nautischen Dienst, die den besonderen Verhältnissen auf Binnenschiffahrtstraßen Rechnung tragen, ausgesprochen.

### 1.122 Ausbildung der Schiffsführer

Die Benutzung des UKW-Sprechfunkdienstes fordert von dem Schiffsführer Beachtung von Vorschriften der Fernmeldeverwaltungen und Regeln der Schifffahrtstraßenordnung, eine gewisse Kenntnis der Geräte und Sprechübung und Sprechdisziplin. Die Schiffsführer müssen daher ein von der Fernmeldeverwaltung ausgestelltes Funksprechzeugnis besitzen, um diese Kenntnisse des Funksprechbetriebes nachweisen zu können. Die Zentralkommission für die Rheinschifffahrt hat die wichtigsten Bestimmungen für den Schiffsführer 1967 in einen „Leitfaden für UKW-Sprechfunkverkehr in der Rheinschifffahrt“ zusammenstellen lassen, um ihm eine praktische Hilfe und Anleitungen für die Gesprächsabwicklung zu geben. Diese Maßnahmen haben sich bewährt.

### 1.123 Fahrt mit UKW und Radar

Es ist zwar möglich, mit Hilfe des Radargerätes die nähere Umgebung des Schiffs einschließlich der anderen Schiffe auch bei Nebel zu erkennen. Das Radargerät kann aber nicht „lesen“. Infolgedessen werden Anweisungen über Gebots- oder Verbotstafeln, Flaggen und dergleichen nicht wahrgenommen. Sie sind aber mindestens teilweise auch für die Nebelfahrt wichtig, wie z. B. die auf dem Rhein übliche blaue Flagge, die gezeigt wird, wenn ein Begegnen an der Steuerbordseite vorgenommen werden soll oder die Sperrzeichen, die auf Nachen gezeigt werden, wenn das Fahrwasser teilweise gesperrt wird. Eine wirksame Hilfe in diesen Fällen verspricht der UKW-Sprechfunk entweder in der Form des Schiff-Schiff-Dienstes oder über die nautische Information von einer Landstelle. Wegen der Bedeutung bei der Nebelfahrt wird auf dem Rhein UKW-Ausrüstung Schiff-Schiff für Radarbenutzung vorgeschrieben.

## 1.2 Elektronische Hilfen für Wahrschaudienste

### 1.21 Wahrschau Schiff-Schiff

An einigen Wasserstraßen sind u. a. in Kurven mit kleinem Durchmesser Schwierigkeiten dadurch entstanden, daß Verbände bei der Fahrt durch diese Strecke das gesamte Fahrwasser einnehmen, Begegnungen also schwierig, wenn nicht unmöglich werden. In diesen Fällen hat sich ein Wahrschaudienst von Schiff zu Schiff mit Hilfe von UKW-Sprechfunk sehr bewährt. Durch Anfrage über Funk vor der Engstelle wird festgestellt, ob eine entsprechende Einheit in den Abschnitt eingefahren ist. Man verständigt sich mit Hilfe der Schiff-Schiff-Verbindung über die zutreffenden nautischen Maßnahmen und vermeidet dadurch gefährliche Situationen. Dieses Verfahren wird auf dem Rhein und auf der Mosel mit gutem Erfolg geübt.

### 1.22 Wahrschau über Landstationen

An schwierigen Stellen werden auch Wahrschaudienste über Landstationen abgewickelt. Das Personal der Stationen unterrichtet sich bisher über die Anwesenheit von Schiffen in ihrem Abschnitt meistens durch Beobachtung mit dem Auge. Durch die Genfer Funkverwaltungskonferenz 1967 sind jetzt die Voraussetzungen dafür geschaffen, daß sich die Schiffe in Zukunft auch über UKW-Funk bei der Station anmelden können. So wäre es möglich, einen Wahrschaudienst auch unabhängig von der Augenbeobachtung und über größere Bereiche durchzuführen. Dies kann auch bei durchgehender Nachtfahrt Bedeutung bekommen.

Die Anzeige der beobachteten Schiffe an den Stationen geschieht durch Signale. Auf dem Rhein im „Gebirge“ werden die Schiffe seit 1908 durch Flaggen verschiedener Farbe und Größe angezeigt. Diese Flaggen werden jetzt nach längerer Erprobung durch ein

System von Lichtsignalen ersetzt. Das kann fernbedient werden und zugleich für die Schifffahrt eine differenziertere und klarere Übersicht über den Standort der Schiffe in den Blockabschnitten der Strecke geben. Es leistet damit einen Beitrag zur Beschleunigung des Umlaufs.

### 1.3 Elektronische Hilfen für Verkehrsregelung und Schleusen

Die Verkehrsregelung unterscheidet sich von dem Wahrschaudienst dadurch, daß die Schiffe bestimmte Anweisungen erhalten. Diese Anweisungen erfolgen auf Grund der jeweiligen Verkehrslage oder nach festen Regeln. Die Entscheidung zu diesen Anweisungen wird nach Informationen über den Verkehr getroffen.

Die Anwendung der Elektronik bietet sich besonders bei Regelungen in Abhängigkeit von der jeweiligen Verkehrslage an. Eine solche Regelung wird im allgemeinen auch an Schleusen geübt.

#### 1.31 Verkehrsregelung für längere Strecken

Handelt es sich um längere Strecken von Wasserstraßen, genügen bei stärkerem Verkehr zur Beurteilung der Verkehrslage die natürlichen Fähigkeiten eines Menschen für Übersicht, Beurteilung der Lage und Entscheidung oft nicht mehr. Es kann z. B. die Notwendigkeit vorliegen, auf längeren Strecken Begegnungen unter optimaler Ausnutzung der Wasserstraße festzulegen und die Fahrt der Schiffe danach zu lenken. Ein typisches Beispiel hierfür ist der Nord-Ostsee-Kanal, auf dem seit der Eröffnung im Jahre 1895 nach Fahrplan gefahren wird. Er ist zwar keine Binnenwasserstraße, zeigt aber, welche Verfahren für die Schifffahrt möglich sind und welche Lösungen mit Hilfe von Elektronik heute erwartet werden können. Der Nord-Ostsee-Kanal ist nicht voll zweischiffig ausgebaut. Nur gewisse Schiffsgrößen können sich begegnen. Der Verkehr ist daher von Land gelenkt. Für die größeren Schiffe sind auf der rd. 100 km langen Strecke 13 Weichen von 600 bis 1200 m Länge eingerichtet. Die Verkehrslenkung hat die Aufgabe zu entscheiden, welche Schiffe in den Weichen angehalten werden müssen. Mittels von Hand gezeichneter Fahrpläne beurteilt ein Lenkungsbeamter die Lage und entscheidet. Grundlagen für die Fahrpläne sind fernmündliche Meldungen aus den Schleusen bzw. aus den Weichen. Die Anweisung für die Fahrt wird den Schiffen in den Weichen über Lichtsignale gegeben. Da die Anlagen inzwischen veraltet sind, wird z. Z. eine Erneuerung geplant.

Hier zeichnen sich einige Möglichkeiten für die Anwendung von Elektronik ab. Hierzu gehört eine automatische Feststellung des Standorts der Schiffe im Kanal mit Hilfe von elektronischen Ortungsanlagen, Auswertung dieser Informationen in einer elektronischen Datenverarbeitungsanlage mit dem Ziel, einen optimalen Durchsatz durch den Kanal zu erreichen. Die Ergebnisse können mit Hilfe von X-Y-Schreibern in Form eines Fahrplanes ausgedruckt oder elektronisch gesteuerte Schaubilder sichtbar gemacht werden. Der Verkehrslenkungsbeamte kann danach die Signale stellen, sofern nicht die elektrische Datenverarbeitung die Signale selbsttätig einschaltet. Eine solche Anlage kann die Lenkungsbeamten entlasten und die Sicherheit erhöhen. Diese heute möglichen Lösungen sind aber nur mit einem erheblichen Aufwand zu erkaufen.

#### 1.32 Schleusen

Verkehrsregelung wird heute praktisch bei allen bedeutenderen Schleusen ausgeübt.

Das Schleusenpersonal hat die Schützen und Tore der Schleusen zu bedienen, zu entscheiden, wie die Schleusenammern belegt werden sollen und die Signale für die Verkehrsregelung zu schalten.

Auf die besonderen elektronischen Maßnahmen zur Bedienung der Schleusen selber soll hier nicht näher eingegangen werden. Die früher an den verschiedenen Stellen der Schleusen von Hand vorzunehmenden Tätigkeiten werden heute über elektrische oder hydraulische Antriebe ausgeführt. Sie werden von mehreren oder einem zentralen Steuerstand aus in Gang gesetzt bzw. geregelt. Zunehmend wird das Ineinandergreifen der verschiedenen Tätigkeiten, wie Schützbedienen, Toröffnen, Stauregeln über elektronische Regel- oder Steuerglieder soweit zusammengefaßt, daß der Schleusenbeamte durch Druckknopfbetätigung lediglich den Eingangsimpuls für den sonst automatischen Ablauf einer Vorgangsreihe gibt. Er wird dadurch freier, den Verkehrsraum mehr zu beobachten und sich den nicht vorher programmierbaren „zufälligen“ Vorgängen des Verkehrsablaufs zuzuwenden.

#### 1.321 Fernsehen und UKW-Sprechfunk

Die Übersicht über die ankommenden Schiffe ist in den meisten Fällen durch Augenbeobachtung gegeben. An solchen Stellen, bei denen durch Unübersichtlichkeit der Wasserstraße oder Brücken die Sicht von dem Steuerstand verdeckt ist, haben sich Fernsehanlagen bewährt, weil sie nicht nur die Quantität der Schiffe sondern im Bild auch die Qualität (groß, klein usw.) erkennen lassen. Sie sind auch geeignet, dem Schleusenbeamten Einsicht in die Torkammern zu geben, wenn er den Schleusungsvorgang einleiten will. Im Bereich der deutschen Binnenwasserstraßen ist die erste Fernsehanlage zur Überwachung des Schleusenbetriebes bei Tage 1958 an der Doppelschleuse Offenbach/Main in Betrieb genommen worden. Sie bestand aus einer schwenkbaren Kamera auf einem Fernsehmast am Oberhaupt, aus der Zentrale im Torantriebshaus und aus Bildschirm und Steuergerät im Schleusenschaltraum. Die Erfahrungen waren so gut, daß Fernsehanlagen danach an vielen Schleusen eingerichtet worden sind.

Von der Verwendung schwenkbarer Kameras ist man vielfach wegen der größeren Betriebssicherheit auf fest eingebaute Anlagen übergegangen. Bei der Aufstellung war zu beachten, daß das Fernauge die Helligkeitsunterschiede zwischen extremer Sonnenbeleuchtung und Dämmerung nur in beschränktem Maße ertragen kann. Der Bildschirm ist häufig unmittelbar neben oder über dem Steuerpult in der Zentrale angebracht. Inzwischen sind auch volltransistorisierte Vidicon-Fernaugen in Kompaktbauweise hergestellt, die leichter einzubauen sind. Die Lebensdauer kann durch sogenannte Bereitschaftsschaltung, die eine Bildaufnahme nur in gewünschten Zeitabständen freigibt, um ein beträchtliches Maß verlängert werden. Für die Fernsehbeobachtung bei Dunkelheit sind gute Ergebnisse mit zusätzlicher Beleuchtung erzielt worden. Orthikon-Fernaugen sind bisher noch nicht eingebaut. Sie versprechen aber eine gute Weiterentwicklung der Fernsehtechnik.

Für die Anmeldung über längere Strecken hat sich UKW-Sprechfunk bewährt. Durch Abstimmung mit der Schleuse über die voraussichtliche Ankunftszeit ist es möglich, die Schleusenbelegung zu verbessern und die Wartezeit vor der Schleuse auf ein Minimum zu beschränken. Die Schleusen der kanalisiert Mosel haben seit 1964 von vornherein Sende/Empfangsstationen mit den international vorgesehenen Frequenzen für den nautischen Dienst Schiff-Land erhalten.

#### 1.322 Elektronische Datenverarbeitung

Die Verarbeitung der Ankunftsmeldungen der Schiffe, z. B. für eine optimale Belegung der Schleusenkammern durch elektronische Datenverarbeitungsanlagen wäre denkbar. Sie ist bisher im Bereich der BRD noch nicht durchgeführt.

Eine wesentliche Erleichterung und Verbesserung für die Abgabenerhebung in Schleusen und für Wasserstraßen, für statistische Zwecke, Frachtenkontrolle usw. könnte der

Einsatz von solchen Datenverarbeitungsanlagen sein, wie die ersten Versuche im Bereich der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster zeigen. Hier wird zugleich für zwei andere Direktionsbereiche unter Anwendung der elektronischen Datenverarbeitung die gesamte Verkehrsstatistik für die westdeutschen Kanäle aufgestellt. Grundlage hierfür ist die sogenannte Frachterklärung, die zentral ausgewertet wird. Das zunächst nur für die Verkehrsstatistik entwickelte Verfahren gestattet die Berechnung und Erhebung von Schiffahrtsabgaben und anderen Gebühren. Hierdurch können Zähl- und Hebestellen vereinigt und mit anderen Dienststellen zusammengelegt werden. Die statistische Erfassung und Abgabenerhebung wird sicherer als bisher und Fehlerquellen werden weitgehend ausgeschlossen. Auch für die Schiffe selber ergeben sich Vorteile, da die Besatzungen nicht mehr an allen Zähl- und Hebestellen, zum Teil in schlecht begehbarem Gelände, von Bord gehen müssen, um die notwendigen Angaben zu machen. Der Schleusenbetrieb bleibt ungestörter.

Voraussetzung für die Anwendung der Elektronik für diese Aufgaben wäre ein einheitliches Kennzeichen für jedes Schiff, das für Datenverarbeitung geeignet ist. Es könnte aus einer Zahlen- oder Buchstabengruppe bestehen. Aus ihm könnten hervorgehen die Nationalität, das Stromgebiet, aus dem das Schiff stammt, die Fahrzeugart, Schiffsgröße oder Maschinenstärke und eine Schiffsnummer, aus der Namen und Eigentümer sowie Heimathafen des Schiffs zu erkennen sind. Die geeignete Form dieses Kennzeichens müßte von Fachleuten der Datenverarbeitung zusammen mit den Verwaltungen und der Schifffahrt gefunden werden.

## **2. Anwendung der Elektronik in Fahrzeugen der Binnenflotte**

Einsparung von menschlicher Arbeitskraft ist im Zuge der technischen Gesamtentwicklung ein Gebot, mit dem sich die Binnenschifffahrt auseinanderzusetzen hat. Einmal zwingt dazu der Mangel an Menschen, die einen Beruf ausüben sollen, bei dem sie tage-, ja wochenlange Abwesenheit von der Familie in Kauf nehmen müssen, zum anderen müssen bei höheren Investitionskosten alle Möglichkeiten der Personal- und Instandsetzungersparnis erschöpft werden. Noch ist die Zahl automatischer Anlagen auf Schiffen, namentlich was den Steuer- und Antriebsvorgang angeht, gering. Doch mit Hilfe der Elektronik ist das im Schiffsbetrieb besonders im Vordergrund stehende Moment der Sicherheit soweit beherrscht, daß sich aussichtsreiche Perspektiven für die Zukunft eröffnen. Schaltvorgänge mit Hilfe der Halbleitertechnik haben für den Schiffbauer die Schrecken vor oxydierten Kontakten, schwieriger Pflege und dauernder Kontrolle durch hochwertiges Personal verloren. Die Seeschifffahrt hat dies zuallererst erkannt und ist als Schrittmacher vorangegangen. Selbststeueranlagen nach vorgegebenem Kurs gehören fast zu Standardausrüstung eines modernen Seeschiffs. Die Binnenschifffahrt, der die Weite des Meeres fehlt, ist aber beim Steuern eines Schiffs durch die Krümmungen eines verkehrsreichen Stroms, durch die Enge der Schleusen und Brücken, nach wie vor auf den Eingriff und die Wachsamkeit des Menschen angewiesen. Aber da dieser Mensch in Gestalt des Schiffsführers auf einem modernen Binnenschiff seine Maschine vom Steuerstand (also „von oben“) fährt, ist die Forderung nach Entlastung beim Bedienen und Überwachen der Maschinenanlage eigentlich noch dringender zu erheben als in der Seeschifffahrt. Die Automation hat daher ihren Einzug bei der Binnenflotte gehalten, die Elektronik in ihren vielfältigen Möglichkeiten ist ihr unentbehrlicher Helfer. Neue Verfahren, namentlich wenn sie im Stadium der ersten Anwendungen sind, haben den Nachteil, daß der Investitionsaufwand nicht unbedeutend ist. Es dürfte daher einleuchten, daß die zur Zeit im Betrieb oder im Bau befindlichen Anlagen auf Schiffen anzutreffen sind, deren hochwertige Maschinenanlagen besonders sorgfältig überwacht

werden müssen und das sind ohne Zweifel die Schubboote mit Leistungen, die der 2000-PS-Grenze nahekommen. Diese Überwachung ist notwendig, weil die Erfahrung gezeigt hat, daß Maschinenschäden überwiegend auf Unterlassungen und Mängel in der Wartung schnellaufender Motoren, die aus Platz- und Gewichtsgründen für moderne Schiffe nur noch in Betracht kommen, zurückzuführen sind. Die Anwendung automatischer Überwachungs- und Steuerungsanlagen mittels elektronischer Bauelemente soll an einem Schubboottyp mit 2-Schraubenantrieb und voll elektrifizierter Ausrüstung und Einrichtung dargestellt werden. Vorausgeschickt sei noch, daß auf die „Elektronik“ selbst, die sich aus der Anwendung der Halbleiter-Physik entwickelt hat, kontaktlos arbeitet, sich gedruckter Schaltungen bedient, deren Trägerelemente in kürzester Zeit ausgewechselt werden können, kurz sich aller Elemente bedient, die in vielfachen technischen Anwendungen bekannt sind, nicht eingegangen wird.

Zum Verständnis der Funktionen, die teils automatisch ablaufen, teils gesteuert werden, muß die maschinelle Einrichtung eines solchen Typbootes kurz angesprochen werden. Zwei Propeller werden über elektrisch oder hydraulisch zu kuppelnde Untersetzungsgetriebe von schnellaufenden Dieselmotoren angetrieben. Die Verwendung von Verstellpropellern ist ebenfalls möglich. Die umfangreiche elektrische Anlage wird aus Sicherheitsgründen von zwei besonderen Dieselaggregaten versorgt, wobei eines jeweils als Reserve dient. Die starken Verbraucher wie Hydraulik- und andere Pumpen, Kompressoren, Lüfter, Ladegleichrichter und Batterien sowie der Herd werden für Drehstrom ausgelegt, das Lichtnetz für Wechselspannung, das 24-Volt-Netz zum Betrieb der Starteranlagen, der Elektronik, der Positionslampen, Funk und Notstrom für Gleichspannung. Das Ruder wird hydraulisch oder elektrisch betätigt.

Der Betriebsablauf der Gesamtanlage und dementsprechend die Funktionen der Elektronik gliedern sich wie folgt:

### **1. Aufbau des Stromnetzes durch die Start/Stop-Automatik für die Dieselgeneratoranlagen**

Nach dem Drücken der Starttaste im Brücken-Steuerpult kontrolliert die Elektronik die verschiedenen Voraussetzungen für den einwandfreien Betrieb des Dieselmotors wie Wasserstand, Ölstand und Wassertemperatur. Danach wird automatisch die Startberechtigung erteilt, der Anlasser betätigt und der Generatorschalter eingelegt. Der ganze Vorgang dauert etwa drei Sekunden. Bei Fehlstart wird automatisch der Startvorgang wiederholt, nach dem dritten Fehlstart wird das zweite Dieselaggregat (Reserve) nach Ablauf der Kontrollen gestartet und zugeschaltet.

### **2. Überwachung der Diesel-Generatoranlagen im Betrieb**

Automatisch werden überwacht: Kühlwasserstand, Kühlwassertemperatur, Schmierölstand, Schmieröldruck, Zustand der Starterbatterien, Überlast, Startversagen und Selbstabstellung des Dieselmotors (durch Kraftstoffmangel, mechanische Defekte). Stellt die elektronische Überwachung eine dieser Störungen fest, wird vorsorglich durch die Automatik das zweite Dieselaggregat gestartet.

### **3. Automatisches Betriebsklarmachen der Fahrdiesel**

Mit 1. und 2. ist ein störungsfreies Stromnetz sichergestellt. Wird jetzt auf dem Brücken-Steuerpult die Taste „Betriebsklarmachen“ betätigt, fragt die Automatik folgende Programmpunkte ab:

Kontrolle: Bordnetz unter Spannung

Kontrolle: Übertemperaturen (Brandgefahr)

Kontrolle: Kühlwassertemperatur  
 Kontrolle: Öltemperatur  
 Kontrolle: Abgastemperatur Fahrdiesel  
 Kontrolle: Kühlwassermangel.

Ergeben die Kontrollen einwandfreie Betriebszustände, erscheint auf einer Tafel in beleuchteter Klarschrift die Anzeige „Betriebsklar“ und die Steuerspannung für den Anlaßvorgang wird freigegeben. Stellt die Kontrolle eine Störung fest, wird diese auf der Tafel angezeigt. Ein Start ist nicht möglich, bevor die Störung beseitigt ist.

#### 4. Start/Stop-Automatik für die Fahrdiesel und Überwachung im Betrieb

Analog der Inbetriebsetzung eines Hilfsdieselmotors (vgl. 1.) wird auch nach Drücken der Taste „Start“ von der Automatik ein Kontrollsystem ausgelöst, das jedoch entsprechend der Bedeutung des Hauptantriebs für das Fahrzeug — es muß ja mit zwei Motoren gefahren werden, eine Reserve wie beim Dieselaggregat für die Stromerzeugung ist also nicht vorhanden — wesentlich mehr Kontrollstationen umfaßt als bei einem Hilfsdiesel. Diese Stationen werden auch während des Betriebes laufend überwacht, Störungen angezeigt und dem Schiffsführer entsprechende Weisungen auf der Tafel gegeben wie etwa „Drehzahl reduzieren“ oder bei Störgrößen, die in kurzer Zeit eine Gefährdung des Motors zur Folge haben „Motor abstellen“. Bei Nichtbefolgen dieser Weisung wird der Motor nach einigen Sekunden automatisch abgestellt. Kontrollen vor Inbetriebsetzung und Überwachung während des Betriebes erstrecken sich auf:

Kühlwasserstand (Seeventil offen)  
 Kühlwasserdruck, Kühlwassertemperatur  
 Motoröldruck, Motoröltemperatur  
 Kraftstoffdruck  
 Abgastemperatur  
 Drehzahl  
 Öldruck für Getriebe oder Verstellpropeller.

Beim Stillsetzen der Anlage wird, ebenso wie bei den Hilfsdieselmotoren, durch Knopfdruck eine Reihe von Vorgängen automatisch ausgelöst, wie z.B. Motor auskuppeln, Seeventil schließen, die sonst mit besonderen Befehlen einzeln veranlaßt werden mußten.

#### 5. Überwachungsfunktionen im nautischen Bereich

Hierzu gehören folgende Kontrollen:

Druckluftversorgung für das Tyfon  
 Ruderantrieb (elektrisch, hydraulisch)  
 Brandgefahr  
 Ladezustand der Batterien für Start und Elektroniksystem  
 Wasserstand in der Bilge.

Aus den geschilderten 5 Abschnitten des Betriebsablaufs der Gesamtanlage geht hervor, daß mit Hilfe elektronischer Elemente eine Fülle von Funktionen, die beliebig vermehrt werden können, automatisch ablaufen, um Ein- und Ausschaltungsvorgänge auszuführen, Betriebszustände zu überwachen, Störungen anzuzeigen, bei Gefährdung Teile der Anlage abzuschalten und auf Reserve auszuweichen oder bei der Fahranlage nach

entsprechender Warnung den Motor stillzusetzen. Erst durch diese Automatik ist es möglich, den Schiffsführer so zu entlasten, daß er die ganze Aufmerksamkeit dem Bereich seiner nautischen Verantwortung zuwenden kann, die namentlich bei Fahrten in der Nacht und im Nebel mit Hilfe des Radargerätes besonders groß ist.

Zur Entlastung der Besatzung von Schreibarbeiten, die im Maschinentagebuch ihren Niederschlag fanden und oft der betrieblührenden Reederei bei Störungen keine klare Auskunft über Art, Zeit und Umfang der Vorkommnisse gegeben haben, können mit Hilfe der Elektronik Meßwerte aller Art registriert und ausgedruckt werden. Diese Werte beziehen sich auf alle gewünschten Meß- und Registrierstellen wie Wellendrehzahl, Selbstabstellung der Motoren, Wassermangel, Wasserdruck und -temperatur, Öldruck und -temperatur, Abgastemperatur, Überlastung und andere. Dieses automatisch geführte Maschinentagebuch ist für die Reederei eine wichtige Unterlage für die vorgeplante Instandsetzung, die besagt, daß das Schiff nicht erst beim Auftreten eines Schadens zu dessen Beseitigung an die Werft kommt, sondern in bestimmten Fristen planmäßig überholt wird. Da dann zu den festgelegten Zeitpunkten Ersatzteile aller Art bis zu ganzen Austauschmotoren bereitgehalten werden können, wird sich die Ausfallzeit des Schiffes auf ein Minimum beschränken lassen.

Nach dem Stand der Berichterstattung beschränken sich die im praktischen Betrieb gesammelten Erfahrungen nur auf wenige Schiffe. Jedoch diese begrenzten Erkenntnisse in der Schifffahrt ermutigen bei der schon Allgemeingut gewordenen Anwendung elektronisch-automatischer Systeme in Landlagen zu der Gewißheit, daß sich diese Automationsverfahren auch an Bord mehr und mehr einführen. Hochwertige technische Anlagen mit einem unvermeidlichen Komplizierungsgrad einerseits, Mangel an geschultem Personal andererseits zwingen dazu. Auch die Kostensituation wird durch Verwendung von Baukastensystemen, wie sie in der Seeschifffahrt schon entwickelt sind, günstiger werden. Diese Systeme haben den Vorteil, daß gleiche Elemente für vielfache Aufgaben der Automatik, der Steuerung, der Regelung, der Überwachung, der Datenerfassung u. a. verwendbar sind. Es liegt auf der Hand, daß schnelle Auswechselbarkeit der Elemente, geringe Ersatzteilkhaltung und große Stückzahlen in der Fertigung neben dem Vorteil der technischen Vervollkommnung die Kosten senken.

## Abteilung I — Binnenschifffahrt

### Thema 3

Schleusen:

- a) Schleusentore: Berechnung und Vergleichsstudie der verschiedenen Typen;
- b) neue Methoden der Füllung und Entleerung;
- c) Schützen;
- d) obere und untere Vorhäfen.

von

Dipl.-Ing. Helmut Hampel, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schifffahrtsdirektion Stuttgart; Dr.-Ing. Franz Jambor, Präsident der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dipl.-Ing. Franz Köhler, Oberingenieur i.R., Rhein-Main-Donau AG., München.

#### Zusammenfassung

a) und c):

Die beurteilten Schleusenverschlüsse werden hinsichtlich Eignung und Verwendungsmöglichkeit verglichen. Hierfür konnten nur solche Verschlusstypen in Frage kommen, über die bereits hinreichende Betriebserfahrungen vorliegen oder die sich im bisherigen Betrieb bewährt haben. Alle übrigen sonst noch bekannten Verschlusssysteme, wie beispielsweise das Klapptor, Hakenklapptor, Drehtor, Senktor, Schwenktor und Walzentor müssen als unbefriedigende und überholte Lösungen bezeichnet werden. Für einen Vergleich schieden sie daher aus. Dabei war vor allem maßgebend, daß gegen Oberwasser umzuliegende Verschlüsse, ferner solche, deren leichter jederzeit möglicher Ausbau zum Zweck der Auswechslung und Instandsetzung nicht voll gewährleistet ist, für künftige Neubauten nicht mehr zur Wahl gestellt werden sollten.

In einem weiteren Abschnitt werden Fragen des Verschuß-Antriebes behandelt, wobei eine vergleichende Betrachtung angestellt wird zwischen elektro-mechanischen und öldruckhydraulischem Antrieb.

Auf Grund der vorliegenden Erfahrungen werden in einem abschließenden Vergleichsergebnis in Abhängigkeit vom Schleusen-Gefälle Empfehlungen für eine optimale Anordnung der Verschlüsse gegeben, unter Berücksichtigung der Füllart sowie der Hochwasser- und Eisabfuhr.

b):

In der vorliegenden Abhandlung wird nach einfachen konstruktiven Möglichkeiten gesucht, die Füll- und Entleerungsgeschwindigkeiten von langen Schifffahrtsschleusen zu erhöhen. Anhand von Modelluntersuchungen im Maßstab 1:25 werden für eine Schleuse von  $L = 235$  m,  $B = 12$  m,  $\Delta H = 10$  m und Schleusen- und Drempeltiefe = 3,50 m drei Varianten einer einseitigen umlauflosen Füllung aufgezeigt. Für die ersten beiden Varianten wird durch einen nur auf das erste Schleusendrittel beschränkten Grundlauf mit Stichkanälen durch die Decke die Schleusenlänge hydraulisch um das gleiche Maß verkürzt, so daß auch für lange Schleusen die billige umlauflose Füllung noch mit Vorteil angeordnet werden kann. Für die dritte Variante wird der Raum unter der Sohle, zwischen den Schleusenwänden längs unterteilt, zur Konstruktion der Grundläufe

herangezogen und die Schleuse in zwei Versorgungsabschnitte unterteilt. Die Ergebnisse bei Einhaltung der zulässigen Grenzen für die Kräfte auf das Schiff waren:

	Erreichte mittlere Hubgeschwindigkeit
Variante 1 Für Überfall des Füllwassers über das Obertor	1,25 m/min
Variante 2 Bei Anordnung eines Tiefschützes zur Vermeidung von Lufteinzug	1,50 m/min
Variante 3 Anordnung von 2 Grundläufen über die ganze Schleusenlänge	3,00 m/min.

Eine weitere Geschwindigkeitssteigerung auch bei Schleusenverlängerung ist noch möglich. Weiter werden die Anforderungen für die Sparschleuse Henrichenburg beschrieben. Durch Ausnutzung der Ejektorwirkung fließenden Wassers und die Einführung der übergreifenden Schützenbedienung für die einzelnen Sparbecken konnte eine mittlere Hubgeschwindigkeit von rd. 3,0 m/min erreicht werden. Ein Weg zur weiteren Steigerung wird aufgezeigt.

d):

Vorhäfen dienen der Schifffahrt in der Hauptsache zu einer sicheren Zufahrt zur Schleuse, ferner als Betriebsliegeplatz — falls die Schleusenkammer belegt ist — und ggf. als Schutzhafen. Die Abmessungen eines Vorhafens müssen für den größten, auf der Wasserstraße verkehrenden Schiffstyp (Schubeinheit) bemessen werden.

In den Vorhäfen darf keine größere Querströmung als 0,2 m/s auftreten, um die Steuerfähigkeit der langsam einfahrenden Schiffe nicht unzulässig zu beeinträchtigen.

Die Vorhäfen sollen ausreichend lang sein und möglichst mit offenen oder geschlossenen Leitwerken ausgestattet sein, damit ein gutes An- und Ablegen und eine zügige Ein- und Ausfahrt gewährleistet sind.

Anhand von ausgeführten Beispielen von Vorhäfen einiger Neckar- und Moselstauufen werden Einzelheiten der Ausbildung der Vorhäfen erläutert.

a) **Schleusentore:** Berechnung und Vergleichsstudie der verschiedenen Typen

c) **Schützen**

*Berechnung:*

Die Berechnung und Bemessung der heute gebräuchlichen und verschiedenen Torssysteme stellt im allgemeinen keine wesentlichen Probleme. Natürlich können in Ausnahmefällen je nach den örtlichen Gegebenheiten, besonderen Betriebsbedingungen und je nach den Auswirkungen hydrodynamischer Kräfte die Beanspruchungen einzelner Bauteile zu zusätzlichen Untersuchungen zwingen. Aber auch hierbei sind seither bei der Verwendung üblicher Berechnungsmethoden keine Schwierigkeiten eingetreten. Neuartige und umwälzende Methoden sind nicht bekannt geworden oder haben noch keinen Eingang gefunden.

Bei der Berechnung der Stahlkonstruktion von Schleusentoren in einer der nachgenannten, heute meist gebräuchlichen Bauweisen handelt es sich vorwiegend um elementare Statik. Dabei kommt als hauptsächliche Beanspruchung der Wasserdruck, also ruhende Belastung in Frage. Diese Konstruktionen verschließen von vornherein die Möglichkeit, zwischen verschiedenen Berechnungsmethoden zu wählen. Die Berechnungs-

methode ergibt sich vielmehr zwangsläufig aus dem vorgegebenen System. Sei dies nun der Dreigelenkstabzug beim Stemmator oder der einfache Balken auf 2 Stützen beim Hubtor, Hubsenkator oder bei sonstigen Bauarten. Über grundsätzliche Neuerungen in der Berechnung oder über verschiedene, neuartige Berechnungsmethoden kann daher im Rahmen dieses Beitrages nicht berichtet werden.

Das früher als fühlbarer Mangel empfundene Fehlen von Berechnungsgrundlagen für Stahlwasserbauten wurde im deutschen Bereich durch die Erarbeitung einer eigenen Norm (DIN 19704, Ausgabe vom Dezember 1963) beseitigt.

Man war sich bei der Ausarbeitung solcher Berechnungsgrundlagen völlig einig darüber, daß die Verantwortlichkeit des Ingenieurs und seine Verpflichtung, die ihm gestellte Aufgabe jederzeit nach dem neuesten Stand der Wissenschaft und der Technik zu lösen, durch diese Norm in keiner Weise beeinflußt oder gar eingeschränkt werden dürfte. Mit ihrer Einführung sollten vielmehr in erster Linie die wichtigsten Grundlagen der Berechnung und Bemessung einheitlich festgelegt werden. Es ist in Aussicht genommen, diese Grundlagen in gewissem Turnus jeweils dem neuesten Stand der Technik und den in der Praxis gesammelten Erfahrungen anzupassen sowie fortlaufend zu ergänzen und zu berichtigen.

Für die Bemessung der Schleusentore kommt dem Ansatz der Lastgrößen und der Aufteilung der Belastungen in verschiedene Lastfälle eine entscheidende Bedeutung zu. Erhöhte Belastung durch Vereisung sowie durch die Einwirkung von Eis in Form von Auflast, Druck oder Stoß zählen nach den Berechnungsgrundlagen zum „Besonderen Betriebsfall“. Nach den Erfahrungen der Praxis reichen die hierfür angegebenen Werte nicht aus. Eine Erhöhung derselben ist daher notwendig.

Besondere Beachtung verdient beim Entwurf und der Berechnung von Schleusentoren der Schiffsstoß.

Dieser ist nach DIN 19704 als außergewöhnlicher Lastfall anzusetzen. Ferner soll nach DIN 19704 eine kinetische Energie, die dem Wert von  $A = 0,02 \times G$  (in Mpm) entspricht, unschädlich unter Beanspruchung bis zur Streckgrenze aufgenommen werden können.

Für den 1350 t Kahn ergibt sich daraus eine Energie von 2,7 Mpm, die schon erreicht wird, wenn der Kahn nur mit einer Geschwindigkeit von rd. 0,2 m/s auf das Tor auffährt.

Durch den zunehmenden Einsatz von Selbstfahrern, die oft mit großer Geschwindigkeit in die Schleusenkammer einfahren, sind die Tore in erhöhtem Maße durch Schiffsstöße gefährdet.

Die immer häufiger auftretenden Beschädigungen von Toren durch auffahrende Schiffe haben auch gezeigt, daß die dabei auftretenden Stöße wesentlich größere Werte erreichen, als die nach DIN 19704 anzusetzenden. Diese Stöße können im allgemeinen von der Torkonstruktion nicht mehr unschädlich aufgenommen werden. Man ist also gezwungen, besondere Stoßschutzeinrichtungen zu schaffen, welche in der Lage sind, entsprechend größere Energien aufzunehmen. Nach dem gegenwärtigen Stand der Erfahrungen kann man wohl sagen, daß diese Einrichtungen für eine Energieaufnahme von beispielsweise mindestens 10 Mpm (für Stemmator) ausreichend sein sollten.

Als grundlegende Neuerung kann die Vorschreibung betrachtet werden, daß die alte, zur Bemessung ebener Stauwände verwendete Formel von Bach durch eine neue, unter Benützung der K-Werte für durchlaufende Platten zu ersetzen ist. Dabei wurde auf die bereits im Jahr 1924 von Dr. Marcus entwickelte Berechnung ebener Bleche zurückgegriffen.

Die neue Formel fußt auf den Überlegungen, daß

1. einem Flächentragwerk, wie es die Platte darstellt, infolge seiner vielfachen statischen Unbestimmtheit beträchtliche Reserven an Tragfähigkeit innewohnen, die bei der Berechnung nach der üblichen  $q_{zul}$ -Methode ungenützt bleiben.
2. bereits in der alten Bach'schen Formel diese Tragfähigkeits-Reserven berücksichtigt sind.

Wie bekannt, hat Bach die Tragfähigkeit einer Platte aus Versuchsreihen entwickelt. Die zulässige Tragfähigkeit bestimmt sich hiernach nicht aus der Sicherheit gegenüber Erreichen der Streckgrenze an der Stelle der größten Beanspruchung, sondern aus dem Verhältnis der Belastung bei Erschöpfung der Tragfähigkeit zu der zulässigen Belastung, das dem verlangten Sicherheitsgrad entsprechen muß.

3. insbesondere bei Verwendung von U- und I-Eisen als Stauwandaussteifung nicht von einer punkt- oder linienförmigen Auflagerung gesprochen werden kann, sondern, daß eine breite, flächige Auflagerung vorhanden ist und daß das eine Auflager durch 2 Auflager ersetzt wird, die durch die Ränder der Flanschen gebildet werden. Die Spitze der Momentenlinie wird somit abgeschnitten.

Die bei den einzelnen Festigkeitsnachweisen zulässigen Spannungen für die wichtigsten Bauteile und deren Verbindungsmittel wurden gegenüber den bisher im Stahlwasserbau üblichen erhöht. Dies mit Rücksicht auf die bessere Materialausnutzung und daher wirtschaftlichere Bemessung.

Die Einschränkung, die zugelassenen Spannungen entsprechend der Korrosionsgefahr zu ermäßigen, hat im Stahlwasserbau besondere Berechtigung, da die meisten und wichtigsten Konstruktionsteile dauernd unter Wasser liegen, somit unzugänglich sind und verstärkter Korrosion unterliegen. Zudem sind die heute gebräuchlichsten und wirtschaftlichsten Konservierungsmethoden noch nicht so weit entwickelt, daß auch bei ihrer sorgfältigen Anwendung in allen Fällen ein vollwertiger und dauerhafter Schutz, vor allem gegen mechanische Beanspruchung, gewährleistet ist.

Der in den zitierten Berechnungsgrundlagen verlangte zweite Spannungsnachweis nach Dauer- bzw. Zeit- und Formfestigkeit konnte bisher nicht verwirklicht werden. Es fehlen noch für viele Stahlsorten die notwendigen Dauerfestigkeits-Schaubilder und sonstigen Werkstoff-Angaben. Außerdem gelten die vorhandenen für Probestäbe geringerer Abmessungen, so daß für größere Bauelemente Abminderungs-Faktoren einzusetzen sind, über deren Größe nicht immer volle Klarheit herrscht.

Das bereits eingangs erwähnte Ziel für die Berechnung und Bemessung von Stahlwasserbauten und auch für die Berechnung von Schleusentoren im besonderen eine erste und eindeutige Richtlinie zu erhalten und damit dem Konstrukteur einheitliche und grundsätzliche Bemessungsregeln an die Hand zu geben, dürfte mit der vorliegenden Norm DIN 19704 vorerst erreicht sein.

Von der Tendenz, gleichwie im Brückenbau auch im Stahlwasserbau in Ausnutzung der höheren, zulässigen Spannungen zur Leichtbauweise überzugehen, muß im Hinblick auf die im Stahlwasserbau völlig andersgearteten Betriebs- und Belastungsverhältnisse eindringlich gewarnt werden.

Wichtigste Voraussetzung für eine den tatsächlichen Verhältnissen Genüge leistende und zutreffende Berechnung ist die Zusammenarbeit von Hydrauliker und Konstrukteur, wobei die Unsicherheit in der Beurteilung und Erfassung hydrodynamischer Beanspruchungen durch die Vornahme entsprechender Modellversuche vorweg stets klar-

gestellt werden sollte. Diese Forderung behält auch dann volle Gültigkeit, wenn man versuchen sollte, unter Zuhilfenahme von Computern die rechnerische Vorbestimmung hydrodynamischer Vorgänge neu einzuführen.

*Vergleichsstudie:*

*Vorbemerkung:*

Der Vergleich der einzelnen Tor-Bauarten beschränkt sich auf die nachgenannten Verschlüsse. Dabei wurden nur jene gewählt, die sich bisher im Betrieb bewährt haben und für Fluß- und Kanalschleusen mit Hubhöhen über 10 m geeignet sind. Daneben war bei der Auswahl der Gesichtspunkte maßgebend, daß die Verschlüsse in gleicher Weise der Hochwasser- und Eisabfuhr oder der Füllung und Entleerung von umlauflosen Schleusen wie solcher mit Umläufen, also mit Längskanälen und Grundläufen, genügen sollten.

Wenn unter diesen aufgeführten Typen das Schiebtor nicht genannt wurde, so deshalb, weil dessen Verwendung auf Bergbausenkungs-Gebiete wie auf Seeschleusen beschränkt ist.

*Vergleich der Bauarten:*

1. Stemmtor (für Ober- und Unterhaupt)
2. Einteiliges Hubtor (für Ober- und Unterhaupt) Bild 1
3. Hubsenktor (für Oberhaupt) Bild 2
4. Drehsegmenttor (für Oberhaupt) Bild 3
5. Zweiteiliges Hubtor nach Art des Hakenschützes (für Oberhaupt) Bild 4
6. Umlaufverschlüsse inner- und außerhalb der Tore (Schützen) (Anwendung als Tiefschützen)

1. Stemmtor

Als Verschuß in den Häuptern von Binnenschleusen hat sich das Stemmtor wegen seiner mannigfachen Vorzüge nach wie vor bewährt. Es ist als der ideale Torverschuß für Schleusen zu betrachten, gleichgültig, ob als Riegel- oder Ständertor oder in Gewölbeform ausgeführt. Es zählt somit auch heute noch zu den am häufigsten verwendeten Schleusenverschlüssen. Torhöhen bis zu 30 m und mehr bei Torbreiten von 25 m sind im Ausland bereits ausgeführt (1) und haben zu keinen grundsätzlichen Schwierigkeiten geführt (Gewicht je Torflügel etwa 500 t).

Einschränkungen hinsichtlich seiner Verwendung sind gegeben beim Öffnen des Tores gegen übermäßigen einseitigen Wasserdruck für die Hochwasserabfuhr, bei Eisabfuhr sowie bei Bewegungen in wechselnden Druckrichtungen (Seeschleusen). Ferner wird die Bewegung des Stemmtores durch übermäßige Ablagerungen von Schlamm und Feinsand behindert (1).

Einschränkend kommt hinzu, wenn das Tor im Winterbetrieb gegen starke Vereisung der Tornischen geöffnet und dieses Eis vor dem Öffnen der Torflügel erst in mühseliger und gefährlicher Arbeit aus den Nischen beseitigt werden muß. Diesem Argument kann jedoch auch durch anderweitige, vorzeitig geplante Maßnahmen weitgehend vorgebeugt werden.

Wenn entgegen der vorgenannten Einschränkung an den Doppelschleusen der deutschen und österreichischen Donaustrecke am Unterhaupt zum Zwecke der Hochwasserabfuhr dennoch Stemmtore verwendet wurden, so war dies auf Grund besonderer örtlicher Verhältnisse zu vertreten.

Die zum Zweck der Durchströmung unbedingt erforderliche Verriegelung der Untertorflügel wurde äußerst robust und ausreichend sicher bemessen. Ist das Tor zur Hochwasser-Entlastung geöffnet, so entsteht aus der Umströmung der Torflügel ein zur Kammerachse gerichtetes Druckgefälle. Dieses Druckgefälle versucht das Tor zu schließen, was unter allen Umständen durch die entsprechend starke Verriegelung verhindert werden muß. Gleichzeitig wird damit der Gefahr von Flatter-Schwingungen infolge hydrodynamischer Vorgänge begegnet.

Eine der beiden Schleusenkammern sollte ferner Schleusungen ohne Stauhaltung ermöglichen. Dies ergab sich aus der Forderung, daß die Schifffahrt, bedingt durch die Enge des Donautales an der Wehrstelle auch zu Zeiten einer eventuellen Staulegung, wie auch während der Bauzeit der Gesamtanlage, möglich sein mußte. Es bot sich daher der hierdurch bedingte verhältnismäßig große Durchflußquerschnitt am Oberhaupt einer Schleuse förmlich zur Verwirklichung der Hochwasserentlastung an.

Hinzu kommt, daß diese Anlage mit 6 Wehrverschlüssen und einem der Hochwasserabfuhr dienenden Schleusenverschluß, also mit einem Verhältnis von 6:1, abfuhrmäßig noch günstig ausgelegt ist. Andererseits ist jedoch auch anzunehmen, daß bei einer Anlage, bei der das Verhältnis ungünstiger ist, sicherlich die Entscheidung zu Gunsten eines zusätzlichen Wehrverschlusses gefallen wäre.

Berücksichtigt man noch, daß bei einer unlauflosen Schleuse auf die strömungstechnisch richtige Ausführung der Kammersohle, vornehmlich im Bereich des Unterhauptes, geachtet werden muß, so spricht der beim Stemmtor unvermeidliche Einbau einer Torgrube mit dem als Gegenschwelle wirkenden Drempel nicht gerade für die Verwendung eines Stemmtores. Die vorangegebene Einschränkung erscheint daher berechtigt (3).

Alles in allem genommen, bedeutet die Forderung der Hochwasserabfuhr durch eine Schleuse verschlußmäßig nicht nur eine Erschwernis, sie hat vielmehr auch eine ungünstige Beeinflussung des Schleusenbetriebes zur Folge. Soweit nur irgendwie möglich, sollte daher hierauf verzichtet und durch andere Maßnahmen ein Ausgleich der Abfuhrverhältnisse ermöglicht werden.

Obwohl beim Ständertor die Übertragung des Stemmdruckes auf die Wendesäule nur durch den oberen und unteren Riegel erfolgt und im übrigen die Ständer am Drempel aufgelagert werden, infolgedessen die statische Beanspruchung der Ständertore übersichtlicher ist als die der Riegeltore, wird heute die Ausführung des Stemmtores als Riegeltor allgemein bevorzugt (1). Die grundsätzliche Konzeption der Stahlkonstruktion hat sich daher bis heute wenig geändert.

Eine Weiterentwicklung hat nur bei einzelnen Torelementen stattgefunden.

Die Ausführung des Tragwerks vorwiegend in Schweißkonstruktion hat sich weitgehend durchgesetzt.

Holz als Werkstoff für Dichtungen wurde grundsätzlich verlassen und durch Gummi-Profile ersetzt, an Schlag- sowie Wendesäule mittels starkem und robustem Noten- oder Flachgummi, am Drempel über vulkanisierte abnehmbare Gummileisten (Bauart Jehn).

Durch die Verwendung hochwertiger Werkstoffe für die Spur- und Halslager wurde eine weitgehende Minderung des Verschleißes erreicht. Versuche, für die Ausführung

des oberen Lagerteiles am Spurzapfen Kunststoffe zu verwenden und damit das Schmierproblem am Spurlager zu lösen, zeigten ein befriedigendes Ergebnis.

Zwecks Erleichterung des Winterbetriebes ist es gelungen, die Anschlagflächen der Wendesäulen-Dichtung auf einfache Weise elektrisch zu beheizen. Außerdem wird durch die Verlegung entsprechender Luftsprudelleitungen innerhalb der Tornischen wie am Dremmel dafür Sorge getragen, daß übermäßiger Eisansatz hinter dem Tor unterbunden und die Freiräumung der Tornischen beim Öffnen des Tores vermieden bleibt.

Durch die freie Verschieblichkeit des Spur- und Halslagers wurde die Entlastung der Lager im Ruhezustand des Tores weitgehend sichergestellt.

Die Übertragung des Stemmdruckes an der Schlagsäule erfolgt nicht mehr durch Holz, sondern über in der Achse der Hauptriegel angeordnete stuhlartige Knaggen, gleich wie an der Wendesäule.

Zur Erhöhung der Verwindungssteifigkeit wurden Schlag- und Wendesäule als kastenförmiges, gegenüber früher wesentlich verstärktes Element mit inneren Aussteifungen ausgebildet. Gekreuzte über die ganze Torfläche reichende, jedoch stärker bemessene und entsprechend sicher befestigte Diagonalen auf der Unterwasserseite des Tores wurden beibehalten.

Von der Verwendung nichtrostenden Materials für die Anschlagflächen von Dichtungen wie für alle Befestigungsmittel und Einzelteile von Lagern wird heute weitgehend Gebrauch gemacht.

Der Antrieb jedes Torflügels erfolgt in der Form eines Kurbel- oder Segmentantriebes, dessen Ausbildung und Wirkungsweise als bekannt vorausgesetzt werden darf. Die einzelnen maschinenbaulichen Elemente wurden dem Fortschritt der Technik entsprechend verbessert und deren Beanspruchung durch Zubau einer Überlastungsschutz-Kupplung in bestimmten Grenzen abgesichert. Neuerdings wurde zum öl-hydraulischen Antrieb übergegangen, worüber jedoch noch keine ausreichenden Betriebserfahrungen vorliegen. Über diese neuartige Antriebsweise und ihre Eignung wird an anderer Stelle noch Näheres berichtet. Da sich der mechanische Antrieb vom Stemmtoren in Form des Kurbeltriebes bisher in jeder Weise bewährt hat, besteht an und für sich kein Grund, von der bisherigen Antriebs-Bauart abzugehen.

Eine noch nicht restlos geklärte Frage stellt die Aufnahme von Schiffsstößen durch auf das Stemmtor aufgebaute Schutzvorrichtungen dar. Mit Zunahme der Beschädigungen durch auffahrende Schiffe hat sich deutlich gezeigt, daß hinsichtlich der Energieaufnahme wesentlich höhere Werte anzusetzen sind, als bisher angenommen. Der Einbau von entsprechenden, auf diese Werte abgestimmten Schutzvorrichtungen bereitet beim Stemmtor nicht geringe Schwierigkeiten. Hinzu kommt, daß selbst bei ausreichender Auslegung der Schutzvorrichtung im Einzelfall bei Zusammenwirken ungünstiger Umstände dennoch eine Beschädigung der Torkonstruktion nicht vollkommen ausgeschlossen bleibt.

Hingegen erscheint die Anordnung der Schutzvorrichtung unabhängig vom Tor, das heißt, außerhalb des Tores, selbst unter Inkaufnahme einer Vergrößerung der Schleusenlänge, prüfenswert. Hierbei werden die Baukosten eine ausschlaggebende Rolle spielen, so daß in bestimmten Fällen mit Rücksicht auf den Schiffsstoß von der Verwendung von Stemmtoren als Schleusenverschluß Abstand genommen werden muß.

Dem mit Ende des 1. Weltkrieges einsetzenden Streben nach kürzeren Schleusungszeiten und der Verwirklichung des umlauflosen Füll- und Entleerungssystems wurde das Stemmtor ohne weiteres gerecht. Die Möglichkeit, innerhalb des Tores entsprechend

größere Füll-Querschnitte zu schaffen und die Schleusenfüllung über einfache Rollschützen im Tor zu bewerkstelligen, muß als sehr wesentlicher Vorteil des Stemmtores gewertet werden.

Die zuerst gewählte Anordnung der Schützen auf der Oberwasserseite der Stauwand hat sich nicht bewährt. Einmal unterliegen die zur Bewegung der Schützen erforderlichen Zahnstangen im Winter einer starken Vereisungsgefahr. Zum anderen sind sie anfällig gegen Schiffsstöße. Letzteres gilt auch für die in Nähe der Stauwand gelegenen Antriebsorgane. Es erschien daher notwendig, die Torschützen weiter in das Torinnere (gegen die Unterwasserseite) zu verlegen. Durch eine besondere, geschlitzte Ausführung der unteren Tor-Riegel wird ermöglicht, daß die Schützen ungehindert die Torkonstruktion durchfahren können, und zwar soweit, daß man sie über das Unterwasser herausziehen, ausbauen oder auch in eingebautem Zustand einer Revision unterziehen kann.

Der Antrieb für Tore und Schützen erfolgt jeweils getrennt. Mit Rücksicht auf die mögliche Vereisung der Zahnstangen für die Schützen bietet sich hier für die Bewegung der Schützen der öl-hydraulische Antrieb von selbst an, während für das Tor der mechanische Kurbeltrieb beibehalten werden kann.

Diese Art der Füllung und Entleerung von umlauflosen Schleusen unter Heranziehung des Stemmtores mit innenliegenden Füll- und Entleerungsorganen hat sich bei vielen ausgeführten Anlagen bewährt. Hingegen befriedigte nicht in allen Fällen die bei diesem System unumgänglich notwendige Energievernichtung, da ein ruhiges Einströmen des Füllwassers in die Kammer selbst nach Verlust eines Großteiles seiner kinetischen Energie und unter ausreichender Wasserüberdeckung nicht immer gewährleistet war.

Immerhin muß festgestellt werden, daß dieses umlauflose System bei Schleusen mit Fallhöhen unter 10 m kostenmäßig allen anderen Systemen überlegen ist.

Mit Zunahme der Fallhöhen hat man sich jedoch vornehmlich in USA und Frankreich anderen Füll-Systemen zugewandt, die auch bei größerer Fallhöhe noch entsprechend kurze Füll- und Entleerungszeiten sowie eine ruhigere Lage des Schiffes während des Schleusenvorganges und günstigere Strömungsverhältnisse in den beiden Vorhäfen gestatten. Ein gewisser baulicher und konstruktiver Mehraufwand ist hierbei jedoch unvermeidbar (2).

Zusammenfassend dürfte mit der vorstehenden Herausstellung aller Vor- und Nachteile erwiesen sein, daß das Stemmtor in seiner heute weiterentwickelten Bauart auch für moderne Großschleusen je nach Maßgabe der örtlichen Verhältnisse und der an den Betrieb zu stellenden Forderungen nach wir vor als durchaus geeigneter Verschuß gewählt werden kann. Die Aufwendungen für Betrieb und Unterhaltung bewegen sich kostenmäßig in so bescheidenen Grenzen, daß sie auch in Anbetracht der Personalnot und eines wirtschaftlichen Betriebes ohne weiteres vertreten werden können.

Eine, bei gleichen Anforderungen und Voraussetzungen preislich günstigere Tor-Bauart als das Stemmtor ist unter den heute gebräuchlichen Schleusenverschlüssen nicht zu verzeichnen.

## 2. Einteiliges Hubtor

Einteilige Hubtore bestehen bereits an vielen Fluß- und Kanalschleusen des europäischen Wasserstraßennetzes in mannigfacher Ausführung. Sie werden vorzugsweise für Schleusen mit großer Fallhöhe, insbesondere als Unterhauptverschuß für Schachtschleusen verwendet, kommen aber auch als Abschluß der oberen Haltung vor (Hebewerke).

Ihre Höhe ist meist vorbestimmt durch den höchsten schiffbaren Wasserstand und die darüber einzuhaltende lichte Durchfahrts Höhe. Deren Oberkante ist bei der Mehrzahl der Bauwerke durch eine Betonmaske begrenzt, die der Auflagerung des Tores dient.

Mit dieser Vorschreibung wie mit Rücksicht auf die Anordnung der Antriebe und der Umlenkung von Gegengewichten sind hohe turmartige Aufbauten bedingt. Diese bilden nicht selten aus ästhetischen Gründen als auch hinsichtlich des gebotenen Landschaftsschutzes ein willkommenes Ziel der Kritik. Ihre Gestaltung bedarf daher besonderer Sorgfalt und reiflicher Überlegungen, mit dem Zweck, die Aufbauten möglichst niedrig zu halten.

Hubtore haben in neuerer Zeit sowohl bei umlauflosen Schleusen, also mit Füll- und Entleerungsorganen in den Toren, als auch bei Schleusen mit Füll- und Entleerungssystemen (Längskanäle mit Stichkanälen oder Grundläufen) Eingang gefunden.

Je nach den örtlichen Gegebenheiten erfuhrt die Stahlkonstruktion des eigentlichen Torkörpers eine unterschiedliche Ausführung. Sie bringen ebenso mannigfaltige Problemstellungen mit sich. Im Zuge des Ausbaues des Europa-Kanals Rhein-Main-Donau wurde für das Hubtor eine neuartige Ausführung bevorzugt, die bereits am Rhein-Seitenkanal sich eingeführt und dort gut bewährt hat (Bild 1). Sie dient hier als Unterhaupt-Verschluß. Zum Entleeren der Kammer wird das Tor nicht herangezogen.

Das Hubtor ist als Riegeltor ausgebildet, wobei die Stauwand mit Dichtung auf der Unterwasserseite liegt. Die Führung des Tores geschieht mit federnden Laufrollen, die so eingerichtet sind, daß bei einer Spiegeldifferenz von 30 cm das Tor sich von den Dichtleisten abhebt und so frei hängend durch das Windwerk gehoben werden kann. Sobald der Wasserdruck von der Kammer her überwiegt, werden die federnden Laufrollen zurückgedrückt und das Tor legt sich mit festen Anschlägen in Form von balligen Druckleisten gegen die Armierung oder den Beton. Die Laufrollen waren daher nicht für den vollen Wasserdruck, sondern nur für einen bestimmten Differenzdruck zu bemessen.

Der wesentliche Vorteil besteht darin, daß während des Bewegungsvorganges der Dichtungsgummi keinerlei Verschleiß unterliegt und beim Dichtungsvorgang der Wasserdruck die u-förmige, rundum in einer Ebene liegende Dichtung um das einstellbare Maß anpreßt, so daß eine absolute Dichtigkeit bewirkt wird. Dies war im vorliegenden Fall mit Rücksicht auf die gebotene Wasserersparnis in der Kanalhaltung von besondere Bedeutung.

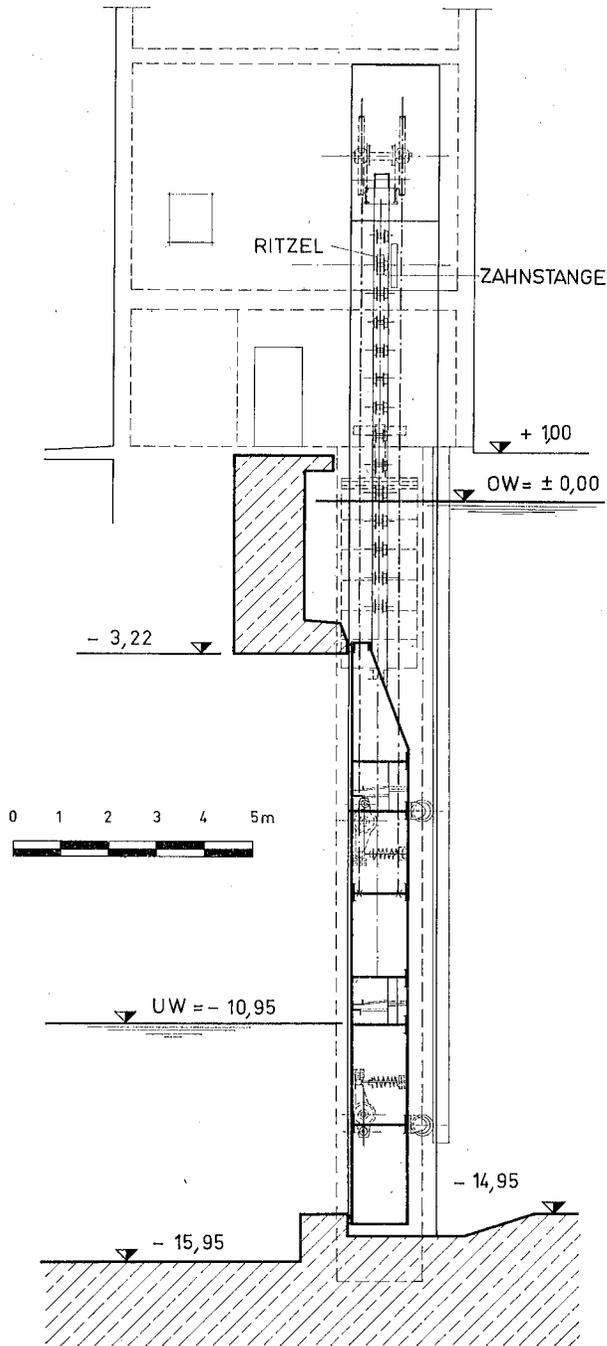
Die Stahlkonstruktion des Torkörpers ist teilweise geschweißt, teilweise genietet (Baustellenstöße).

Das Eigengewicht des Tores wird größtenteils durch die auf beiden Seiten angeordneten Gegengewichte ausgeglichen.

Das Öffnen und Schließen des freihängenden Tores erfolgt über Gelenk-Zahnstangen. Die mit elektrischem Gleichlauf ausgestatteten Antriebe haben beim Hubvorgang in der Hauptsache nur die Bewegungswiderstände infolge Seilrollen- und Laufrollen-Reibung zu überwinden, so daß deren maschineller Aufbau verhältnismäßig einfach gehalten werden konnte.

Besondere zur Übertragung des Wasserdruckes notwendige, aufwendige Laufwagen-Konstruktionen mit entsprechenden schweren Laufrollen und Laufbahnen bleiben bei der vorbeschriebenen Tor-Bauart erspart.

Nachteilig empfunden wird die Lage der für die Aufhängung der Gegengewichte notwendigen Drahtseile auf der Oberwasserseite. Zwangsläufig tauchen diese somit bei jeder Schleusung unter Wasser und bedürfen daher besonderer Schmierung und Wartung.



### EINTEILIGES HUBTOR

Bild 1

Um den hierdurch entstehenden Aufwand zu vermindern, sind Bestrebungen im Gang, die Drahtseile durch Seile aus Kunststoff mit gleicher Sicherheit zu ersetzen.

Die Verwendung von Gelenkzahnstangen als Antriebsorgan bietet den Vorteil, daß der Torkörper an beiden Seiten zwangsläufig und gleichmäßig gehoben sowie gesenkt werden kann. Auch bei einseitigem Widerstand kann sich das Tor daher nicht schiefstellen.

Das Eigengewicht des Tores wird im allgemeinen durch die Gegengewichte soweit ausgeglichen, daß nur noch ein leichtes Torübergewicht verbleibt. Dieser Gewichtsausgleich ermöglicht eine schnellere Torbewegung bei geringer Motorleistung, da im wesentlichen nur noch Reibungswiderstände zu überwinden sind. Maßnahmen, um zu erreichen, daß das Tor trotz Gegengewichtsausgleich in seiner Schließlage noch einen ausreichenden Schließdruck gegen die Sohle ausüben kann, waren im vorliegenden Fall nicht notwendig, da das Tor auch in geschlossenem Zustand nicht aufsitzt, sondern nur horizontal gegen die Sohle dichtet.

Hinsichtlich Hochwasser-Abfuhr ergeben sich bei der vorstehend diskutierten Hubtor-Bauart, sofern als Untertor verwendet, keine Schwierigkeiten.

Die Anordnung der Stauwand gegen Unterwasser hat zwar zur Folge, daß sich bei jeder Schleusung auf den gegen Oberwasser zu gelegenen offenen Riegel-Flächen Schmutz, Schlamm, gegebenenfalls im Winter auch Eis ablagern und ansetzen kann. Diesem Umstand kann vorgebeugt werden, wenn beispielsweise im Winter in Zeiten, da nicht geschleust wird, die Schleuse auf Unterwasser gestellt und das Tor über Unterwasser gehoben wird.

Demgegenüber ist der Vorteil einer einwandfreien und zuverlässig wirkenden Dichtung des Tores von weitreichender Bedeutung. Deren Herstellung stellt den Konstrukteur immer wieder vor besondere Probleme. Sie ist bei der vorbeschriebenen Hubtor-Bauart zweifellos gewährleistet. Der Wert einer Konstruktion steigt oder fällt mit der Güte ihrer Dichtung, denn eine nur teilweise befriedigende Dichtung bleibt bekanntlich ein ständiges Ärgernis und erschwert den Betrieb in besonderem Maß.

Wesentlich komplizierter und schwieriger können die Betriebsbedingungen für ein Hubtor werden, wenn dieses zur unmittelbaren Füllung mit oder ohne im Tor eingebaute Füllorgane (Jochenstein) als Oberhaupt-Verschluß benützt werden soll. Näheres hierüber wird bei der Beurteilung des zweiteiligen Hubtores ausgesagt.

Solange dies, wie im vorliegenden Fall, nicht in Frage kommt und das Tor nur als Abschluß des Unterhauptes ohne weitere Funktions-Auflagen benutzt wird, kann ein einteiliges Hubtor vorbeschriebener Bauart als vorteilhafte und durchaus geeignete Konstruktion empfohlen werden, zumal sich eine solche anderen Ortes mit ungleich größeren Abmessungen bereits hinreichend bewährt hat.

### 3. Hubsenktor

Es wurde aus dem früher vorgeschlagenen, später aber wieder verlassenen Senktor (mit Füll-Muschel) weiterentwickelt und geht in seiner grundsätzlichen Ausführung auf das bei Wehranlagen gebräuchliche Versenk-Schütz zurück. Diesen seinen Vorgängern haftete der Mangel an, daß, verursacht durch die unvermeidliche Durchbiegung des Verschlußkörpers, die Wirkung der Sohlendichtung nicht den zu stellenden Forderungen entsprach und deren Ausführung (mittels Gestänge und Federn) wie Nachstellbarkeit zu erheblichen Betriebserschwernissen führte. Auch die später vorgenommenen Änderungen an der Stahlkonstruktion, mit dem Ziele, die Durchbiegung zu vermindern, hatten keinen durchschlagenden Erfolg. Erst die nach dem 2. Weltkrieg vorgeschlagene Abstützung des Torkörpers während der Bewegung durch kräftige Stützrollen gegen

die unterwasserseitig gelegene Prallwand der Energievernichtung behob die hinsichtlich der Dichtung zu beanstandenden Mängel und rückte das Hubsenktor wieder in den Vordergrund. Die Durchbiegung der Sohlendichtung wird bei dieser neuen Bauart wirksam verhindert.

Mit Rücksicht auf die geringe Verschlusshöhe im Oberwasser wie in Anbetracht der vielfachen, mit dem Tor zu erreichenden Bewegungsmöglichkeiten wird das Hubsenktor heute vornehmlich als Oberhaupt-Verschluss gewählt. Es gestattet darüber hinaus eine wesentliche Verkürzung der Baulänge des Oberhauptes.

Es wird allen normalen und zusätzlich an den Schleusenbetrieb auf Grund der örtlichen Verhältnisse zu stellenden Forderungen in jeder Weise gerecht. Hochwasser- und Eisabfuhr, unmittelbare Torfüllung oder der einfache Abschluß der oberen Haltung lassen sich mit dieser Torbauart ohne Schwierigkeit verwirklichen.

Zu Revisions- und Reparaturzwecken läßt sich das Tor bis über das Oberwasser herausfahren oder mittels entsprechenden Gerätes ausbauen.

Wird das Tor zum Füllen der Kammer herangezogen, so wird es mit entsprechend niedriger Hubgeschwindigkeit bis auf die Höhe eines bestimmten Füll-Spaltens gehoben. Durch den unter dem Tor durchschießenden Wasserstrahl, der in einer besonderen Energievernichtungskammer umgelenkt und gebrochen wird, wird die Kammer gefüllt. Der Einbau einer Energievernichtung ist für diesen Fall unbedingt notwendig.

Ist die Schleuse mit einem eigenen Füll- und Entleerungssystem ausgestattet, so wirkt das Hubsenktor als reines Abschlußtor (Bild 2). Es ist daher lediglich auf der Unterwasserseite eine Betonwand notwendig, auf die sich die Stützrollen auflagern und sich über besondere Laufbahnen bewegen. Die Bewegung des Tores kann in diesem Fall mit entsprechend großer Geschwindigkeit vorgenommen werden.

Bei der Abfuhr von Eis und Hochwasser müssen auf der Unterwasserseite baulich besondere Vorkehrungen getroffen werden, die das Tor selbst jedoch nicht berühren.

Die am Europa-Kanal verwendeten Tore sind in vollständig geschweißter Stahlkonstruktion erstellt.

Wie beim einteiligen Hubtor erfolgt auch hier der Antrieb des Tores beidseitig über zwangsläufig geführte Gelenkzahnstangen. Letztere werden am Antriebsritzeln so vorbeigeführt, daß keine Umlenkung unter Kraft eintritt.

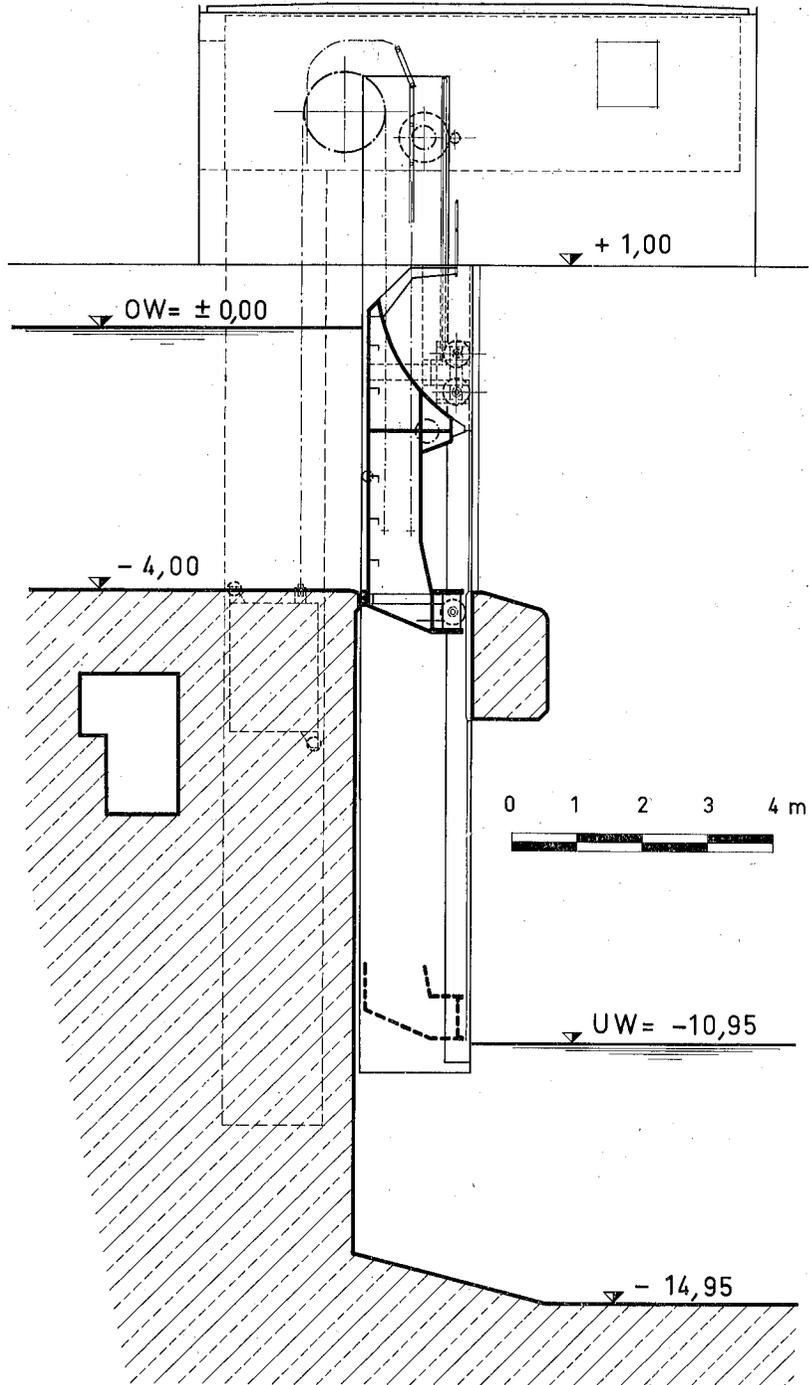
Das Eigengewicht des Tores wird auch hier größtenteils durch Gegengewicht ausgeglichen, um die Antriebsleistung wie die Hubkräfte zu mindern. Ferner sind die Antriebe mit elektrischem Gleichlauf ausgestattet.

Zu Zwecken der Eis- sowie Geschwemmsel-Abfuhr ist das Tor so bemessen, daß es unter vollem einseitigen Wasserdruck aus der Schließ- in die Absenkklage oder in jede beliebige Zwischenstellung gefahren, gehalten und aus jeder dieser Lagen wieder in die Schließlage zurückgefahren werden kann, ohne hierbei Verformungen und unzulässige Beanspruchungen in der Stahlkonstruktion wie im Antrieb zu erleiden.

Um im Winterbetrieb möglichen Schwierigkeiten durch Vereisung und Eisansatz wirksam zu begegnen, wurde in der oberstromigen Sohlenarmierung eine Luftsprudelleitung verlegt, die mit Druckluft betrieben wird.

Hinsichtlich Beanspruchung und Wartung von Drahtseilen sind hier die gleichen Bedenken wie beim einteiligen Hubtor angebracht.

Mit Ausnahme der normalen Kosten für die regelmäßige Schmierung von Rollen, Seilen, Antrieben sind für die Wartung keine weiteren Kosten und kein zusätzlicher Personal-Aufwand zu erwarten.



# HUBSENKTOR

Bild 2

Bei der Verwendung des Hubsenktors ist die Rücksichtnahme auf Hochwasser- und Eisabfuhr meist ausschlaggebend. Ob diese Argumente immer, insbesondere bei Einbau des Tors in Schleusen an Stillwasser-Kanälen, so entscheidend durchschlagen, muß bezweifelt werden und bedarf jedenfalls bei Wahl des Verschlusses eingehender Prüfung. Gerade die Abfuhr von Eis ist nur dann wirksam, wenn bei entsprechender großer Überströmungshöhe auch die nötige Wassermenge zur regelmäßigen Abfuhr über längere Zeit zur Verfügung steht. Will man eine wirklich ausreichende und wirksame Abfuhr erreichen, dann kann die Wassermenge sehr bald eine Größenordnung annehmen, die der gerade in Kanälen gebotenen Wasserersparnis zuwiderläuft, ein unzulässiges Absinken des Oberwasserspiegels bewirkt und in der Folge zwangsläufig zur Einstellung der Eisabfuhr zwingen wird. Auch die Wiederauffüllung des Haltungswassers auf künstlichem Wege über Pumpwerke benötigt Zeit sowie Kosten und muß bei der Wiederaufnahme der Schifffahrt berücksichtigt werden.

#### 4. Drehsegmenttor:

Aus dem Bestreben, die Aufbauten der Hubtore möglichst niedrig zu halten, entstand das Senktor, bei dem der Torverschluß in einen Schacht nach unten abgesenkt wird. Die Weiterentwicklung dieses Senktors führte zum Segment- und Drehsegmenttor, das vornehmlich als Oberhaupt-Verschluß für umlauflose Schleusen in Betracht kommt. Wie Bild 3 veranschaulicht, wird das Tor durch Drehung um die mittigen Lagerpunkte geöffnet. Dabei wird zunächst ein Füllspalt freigegeben, durch den das Wasser einströmt und nach Vernichtung seiner Energie die Kammer füllt. Das Tor wurde jedoch auch schon in Fällen verwendet, wo selbst die eigentliche Füllung über Längskanäle mit Stichkanälen erfolgt und nur die Restfüllung zur Herabsetzung der Schleusenfüllzeit durch die zusätzliche Freigabe des Torfüllspaltes bewerkstelligt wird. Diese Kombination hat sich sehr gut bewährt. Betrieblich sind keinerlei Schwierigkeiten zu verzeichnen.

Eine Drehung des Tors in die andere Richtung bringt das Tor aus dem Wasser heraus, so daß es ohne Notverschluß für Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten frei zugänglich wird. Diese Möglichkeit ergibt auch den Vorteil, das Tor zur Hochwasser- und Eisabfuhr heranzuziehen.

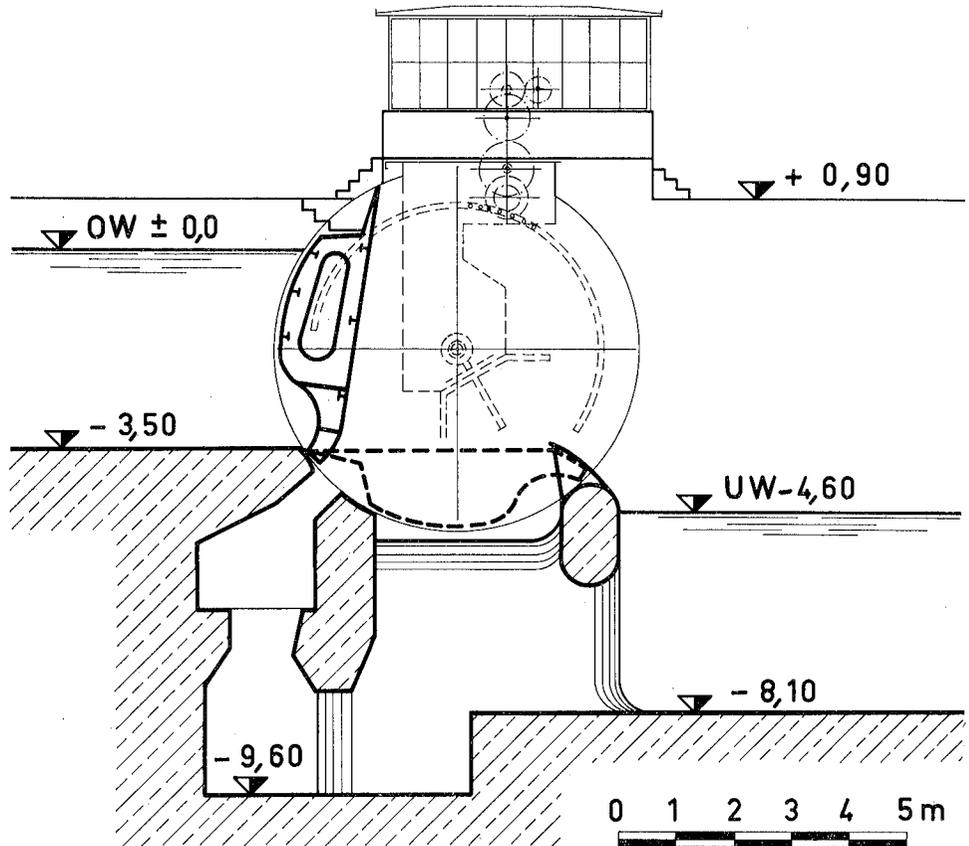
Die sowohl biegungs- wie torsionssteife Ausführung der Querschnittsform gestattet einseitigen Antrieb.

Bei der Schleuse Würzburg wurde erstmalig der Versuch gemacht, für die Sohlen- und Seitendichtung ausschließlich metallische Gleitdichtungen mit Gummifederung zu verwenden. Dieser Versuch zeitigte ein sehr gutes Ergebnis, so daß das Tor wegen seiner guten Dichtigkeit schon als Notverschluß für die Kammer benutzt werden konnte.

Das Eigengewicht des Tors wird durch Gegengewichte aus Beton, die in den seitlichen Endscheiben untergebracht sind, ausgeglichen. In den Endscheiben werden gleichzeitig auch die Hauptlager-Zapfen befestigt, um die sich das ganze Tor dreht.

Die beiden Hauptlager müssen so ausgebildet sein, daß unvermeidliche Durchbiegungen für die Bewegung des Tors unwirksam bleiben und sich die Lagerzapfen völlig klemmungsfrei im Lager einstellen können. Da die Lager bei jeder Schleusung zeitweise unter Wasser kommen, bedürfen sie hinsichtlich wasserdichter Ausbildung und entsprechender Schmierung noch der Weiterentwicklung.

Um unzulässige Lagerbeanspruchungen auszuschalten, muß im Antrieb eine besondere Überlastungs-Schutzkupplung eingebaut sein, die die Einstellung auf ein bestimmtes Drehmoment gestattet und im Gefahrfall den Antrieb mit Sicherheit abschaltet.



## DREHSEGMENTTOR

Bild 3

Wie bei anderen Segment-Verschlüssen ist auch hier die Ausschaltung gleitender und rollender Reibung beim Drehen des Verschlusses, abgesehen von der Seitendichtungsreibung, ein ausschlaggebender Vorteil. Durch entsprechende Gestaltung der Stauwand ergeben sich aus dem Wasserdruck nur geringe Antriebskräfte, wobei die Anordnung eines Steges am oberen Teil des Tores mitbestimmend ist.

Für Flußschleusen mit geringeren Fallhöhen ist das Drehsegmenttor auch bei umlaufloser Füllung ein durchaus geeigneter Verschlusstyp, der die Abfuhr von Hochwasser, Eis und Geschiebe voll erfüllt.

Für umlauflose Schleusen mit großen Fallhöhen jedoch nur dann, wenn eine entsprechend wirksame Energievernichtung und damit eine gewisse Verlängerung des Oberhauptes oder eine Vertiefung der Sohle im Bereich des Oberhauptes kostenmäßig in Kauf genommen wird. Dient es nur als reines Abschlußtor, so kann es jedoch auch hier

bedenkenlos in Betracht gezogen werden. Doch erscheinen bei Hochwasser- und Eisabfuhr gewisse bauliche Maßnahmen unumgänglich notwendig.

##### 5. Zweiteiliges Hubtor (nach Art des Hakenschützes)

Wenn, wie bereits erwähnt, bei umlauflosen Doppelschleusen für eine der beiden Schleusenammern der Drempeel so tief liegen muß, daß für die Schifffahrt ein gefahrloses Ein- sowie Ausfahren auch bei niedrigsten Wasserständen möglich ist (wie im Falle Jochenstein), außerdem noch auf die Abfuhr von Hochwasser und Eis Rücksicht genommen werden muß, so können sich Verschußhöhen und Durchfluß-Querschnitte ergeben, die nur mit einem zweiteiligen Hubtor nach Art des Hakenschützes noch beherrscht werden können (Bild 4). Jochenstein: Verschußhöhe 12,30 m, Breite 24,0 m.

Diese auf einen Schleusenverschuß abgewandelte Bauart wurde aus dem Wehrbau entnommen.

Das Oberschütz besteht aus einem oberen, parallelgurtigen Hauptträger und einer nach unten über Laufrollen auf das Unterschütz abgestützten Stauwand. Die mögliche Absenkhöhe des Oberschützes ergibt sich bei dieser Ausführung zu etwa 42% der Gesamthöhe.

Das Tragsystem der Unterschütze ist als rechteckiger, torsionssteifer Kasten-Querschnitt ausgebildet. Zum Zweck der Füllung trägt das untere Ende des Schützes ein Strahlführungsblech. Strahlführung und Energievernichter sind so gestaltet, daß nach dem Ergebnis vorausgegangener Modellversuche eine genügend beruhigte Wassereinströmung in die Kammer und damit eine ruhige Lage der Schiffe bei der Schleusung erwartet werden kann.

Im Normalbetrieb, nach Stauerrichtung, wird im Falle Jochenstein das Unterschütz mit 0,1 m/min Geschwindigkeit um 1,30 m für die Füllung der Kammer gehoben und anschließend das Oberschütz mit 2 m/min Geschwindigkeit um 3,80 m für die Durchfahrt der Schiffe abgesenkt.

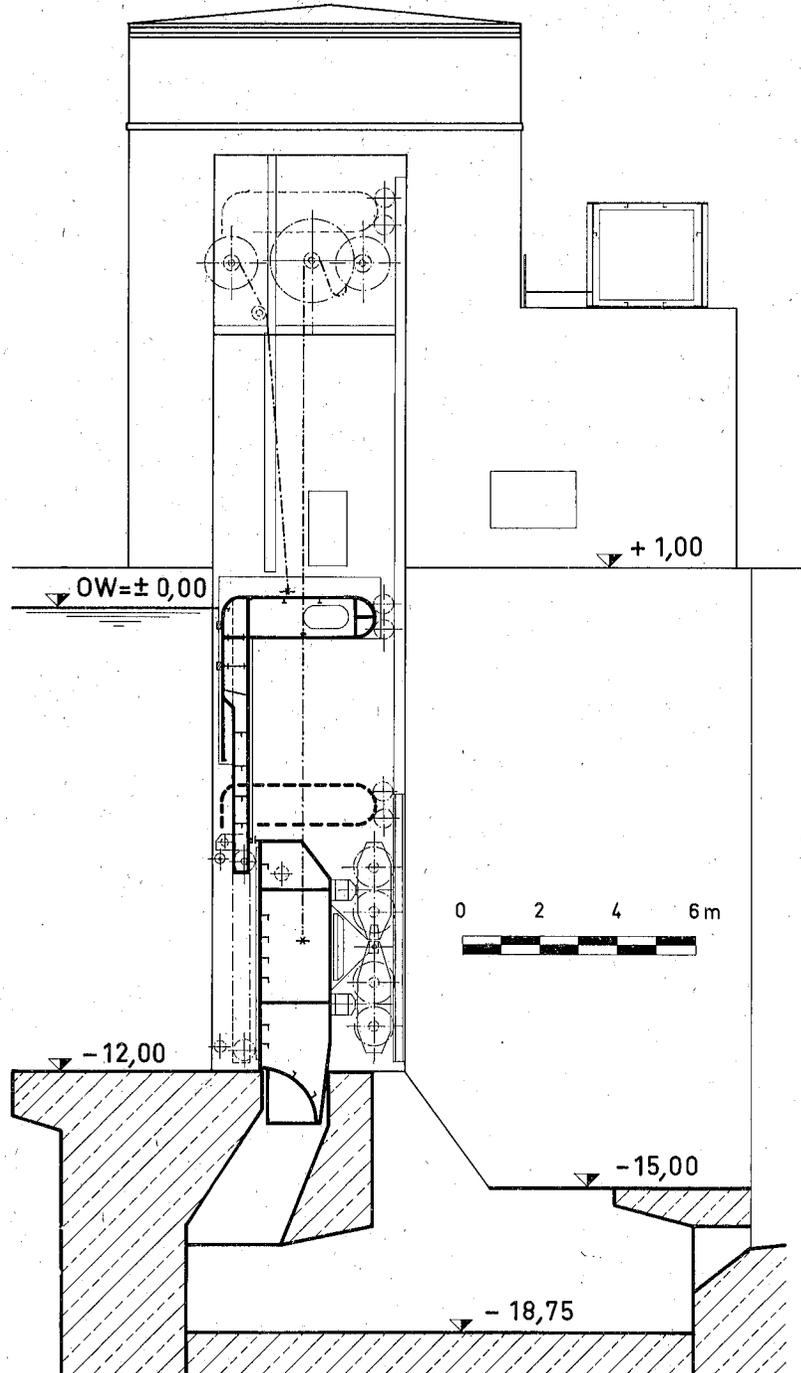
Im Gegensatz zu Wehrverschlüssen wird also hier das Unterschütz im Dauerbetrieb zur Füllung wie zum Zweck der HW-Abfuhr bewegt.

Bei den vorgenannten Abmessungen ergeben sich für Ober- und Unterschütz hohe Konstruktionsgewichte, zu deren Bewegung auch entsprechend schwere Antriebe erforderlich werden. Zur Verminderung der Antriebsleistung und des Verschleißes wäre es zweckmäßiger gewesen, das hohe Eigengewicht des zusammengeführten Schützpaketes durch Gegengewichte auszugleichen. Die Anordnung von Gegengewichten konnte jedoch in Anbetracht des schmalen Trenndammes und des geringen Abstandes der Achsen zwischen beiden Schleusen in den erforderlichen Aufbauten der Anlage Jochenstein nicht mehr untergebracht werden.

Von der Möglichkeit, die Hubkette für das Oberschütz am unteren Ende der Stauwand anzuschließen, wurde Gebrauch gemacht, um das Schützpaket beim Hochziehen am tiefliegenden Windwerk vorbeifahren und so eine möglichst geringe Höhe der Aufbauten erreichen zu können.

Wie sonst üblich, wird bei den beidseitig angeordneten Windwerken der erforderliche Gleichlauf durch eine elektrische Welle herbeigeführt.

Ein besonderes Problem bilden beim zweiteiligen Hubtor die Dichtungen. So insbesondere jene zwischen Ober- und Unterschütz, die weitgehend in einer Ebene liegen und auch bei Bewegungen ihre Lage unverrückbar beibehalten sollten. Hier wäre noch manches erforderlich, um eine ausreichende Dichtheit durch möglichst einfache Dichtungs-konstruktionen zu erzielen. Auch den Erfordernissen des Winterbetriebes wäre hier in viel weitergehendem Maß als bisher Rechnung zu tragen.



### ZWEITEILIGES HUBTOR

Bild 4

Eine weitere, sehr wichtige Forderung muß unter allen Umständen erfüllt sein. Sie besteht darin, daß mit Beendigung der HW-Abfuhr das Unterschütz aus allen Lagen, auch bei Bewegungsumkehr, mit Sicherheit in seine Schließstellung gebracht werden kann und nicht vor Erreichen der Schließlage hängen bleibt. Auf dem Weg der Schließbewegung müssen ferner Schwingungserscheinungen sicher vermieden bleiben. Bei der Ausbildung des Strahlführungsbleches ist hierauf besondere Rücksicht zu nehmen.

Die Beschränkung der Hochwasserabfuhr auf eine Schleuse erscheint bei Doppelschleusen strömungsmäßig nicht gerade günstig. Der Höhenunterschied zwischen den Drempeln, im Fall Jochenstein etwa 8,00—10,00 m, erfordert hohe und übermäßig lange Leitmauern im oberen Vorhafen, die bei der gleichmäßigen Verteilung der Hochwassermenge auf beide Schleusenkammern vermieden werden können. Ferner würde diese Maßnahme gestatten, daß beide Oberhäupter mit den gleichen Verschlüssen ausgestattet werden könnten. Auch aus betrieblichen Gründen wäre eine solche Lösung vorteilhafter.

Im gleichen Zusammenhang ist bei Doppelschleusen darauf zu achten, daß die Vorhäfen möglichst strömungsfrei bleiben und die Schiffszüge gefahrlos rangieren sowie ein- und ausfahren können. Bei der Füllung vom Oberhaupt aus bleibt die Resonanzerscheinung doch mehr oder minder aufrechterhalten und beeinflußt das gleichmäßige Heben und Senken des Wasserspiegels inner- wie außerhalb der Kammer.

Die bei umlauflosen Schleusen auch am Oberhaupt notwendige Anordnung von der Energievernichtung dienenden Einbauten behindert den ungestörten Hochwasserabfluß innerhalb der Kammer. Beide Forderungen zusammen erscheinen nicht gerade verträglich.

Bei der Wahl von Verschlüssen mit derartigen Abmessungen und Eigengewichten, wie beim zweiteiligen Hubtor fallweise vorgesehen, ist ferner dem zwangsläufigen Verschleiß von Lauf- und Führungseinrichtungen sowie der Huborgane (Ketten) in Anbetracht der Bewegungshäufigkeit besondere Beachtung zu schenken. Die wünschenswerte Weiterentwicklung dieses Verschlusstyps ist daher mehr vom Schleusen- als vom Wehrbetrieb her anzustreben.

Die bisher mit dem zweiteiligen Hubtor nach Art des Hakenschützes und Hubsenktores an den deutschen wie österreichischen Donauschleusen gemachten Betriebserfahrungen haben dessen Eignung unter den dort gegebenen örtlichen Verhältnissen und bei dem dort gewählten Füll-System erwiesen. Befürchtungen, daß beim Absenken des Oberschützes die ein- und ausfahrenden Schiffe die Überfall-Haube dieses Schützes beschädigen oder durch Schlepp-Trossen am Verschuß hängen bleiben könnten, haben sich nicht bewahrheitet. Dennoch wäre es betrieblich von Vorteil, wenn diesem Tor die Eigenschaft als Fülltor abgenommen und seine Aufgabe auf den reinen Haltungsabschluß beschränkt werden könnte, wo selbst dann das Unterschütz (wie bei Wehranlagen) nur in Ausnahmefällen, beispielsweise in Zeiten der Hochwasserabfuhr, bewegt werden müßte.

## 6. Umlaufverschlüsse (Schützen)

(inner- und außerhalb der Tore)

Als den Schleusenverschlüssen zugehörig sind die zum Betrieb von Schleusen zwangsläufig notwendigen Füll- und Entleerungsorgane in Form von Umlaufverschlüssen inner- oder außerhalb der Tore zu betrachten. Ihre Bauart und Ausführung ist mehr oder minder jeweils von dem gewählten Füll- oder Entleerungssystem abhängig.

Für Fallhöhen über 10 m können diese in die Gruppe der Tiefschützen eingereiht werden.

Als geeignete Typen können einfache Rollschützen, Rollkeilschützen, Segment-schützen, Gleitschützen oder Drosselklappen in Frage kommen.

Zylinderschützen als Umlaufverschlüsse in Schleusen sind als mehr oder minder veraltet zu beurteilen und heute nicht mehr gebräuchlich.

Je nach Anordnung zum Bauwerk, der Übertragung des Wasserdruckes, der Lage und Form der Stauwand wie der Dichtungen kann von verschiedenen Bauarten Gebrauch gemacht werden (4).

Gewöhnliche Rollschützen mit der Stauwand auf der Oberwasserseite und den Dichtungen auf der Unterwasserseite sind die für Umläufe aller Art gebräuchlichste Bauart. Sie werden vielfach als einfaches Riegelschütz ausgebildet und tragen an der Seite die erforderlichen Laufrollen. Nur robust gehaltene und spannungsmäßig nicht voll ausgenutzte Konstruktionen können mit Rücksicht auf den durch die Bewegungshäufigkeit unweigerlich auftretenden Verschleiß zur Verwendung kommen. Das gleiche gilt in besonderem Maße hinsichtlich der Dichtungen. Es ist von Fall zu Fall wichtig zu prüfen, ob die Dichtungen ober- oder unterwasserseitig anzuordnen sind.

Wichtig erscheint auch die Ausbildung der unteren Tragriegel am Schützkörper, wobei auf die Vermeidung von Ablösungserscheinungen und entsprechende Schwingungsfreiheit geachtet werden muß (4). Die Riegel sind mit Rücksicht auf die bei Teilöffnung des Schützes auftretenden, pulsierenden Drücke hinter der Schütztafel möglichst hoch anzuordnen. Je dichter der unterste Riegel am austretenden Wasserstrahl liegt, desto größer sind die vertikalen, wechselnden Kräfte auf das Schütz, die bei sehr dichter Anordnung des Riegels an der Schneide zu Schüttschwingungen führen können.

Durch Höchstsetzen der Riegel und entsprechend große Druck-Ausgleichsöffnungen im untersten Riegel können Sogkräfte, die sich ungünstig auf den Antrieb auswirken, weitgehend ausgeschaltet werden. Nach den gemachten Erfahrungen sollten die Kopfdichtungen zweiseitig befestigt sein und möglichst auf die Höhe des Hubweges sich nicht von ihrer Unterlage abheben, da sonst je nach Spaltweite des Schützes mit der Anfachung von Schwingungen gerechnet werden kann. Unzweckmäßig befestigte Dichtungen können zum Verklemmen oder zum Verformen des Gummis führen und auf diese Weise das Schließen des Schützes verhindern. Ein Umstand, der zu höchst unangenehmen Betriebserschwernissen führen kann (3, 4).

Besondere Bedeutung kommt in Umläufen und Schächten der Belüftung des Raumes unmittelbar hinter dem Schütz zu, ebenso der Entlüftung der Umlaufkanäle, um größere Luft einschließungen zu vermeiden. Dem Einfrieren der Ent- und Belüftung im Winter muß durch geeignete Maßnahmen wirksam vorgebeugt werden. Ein absolut sicheres Schließen der Schütze muß aus jeder Stellung und in jedem Betriebszustand (Bewegungs-umkehr) gewährleistet sein.

Gleiche Gesichtspunkte sind im allgemeinen auch für Schützen innerhalb der Tore maßgebend. Auf die Vereisungsgefahr der Hubmittel sei hier besonders hingewiesen. Ferner kann eine zu klein ausgelegte Toskammer stark pulsierende Kräfte auf die Schützen ausüben, die zu unerwünschten Schwingungen führen. Die im Winterbetrieb zum Teil beobachteten Vereisungen entstehen durch Versprühen des Füllstrahles. Durch entsprechende Änderungen der Energievernichter, die den Strahl möglichst ohne Sprühwasserbildung nach unten leiten, können die Vereisungen auf ein Minimum beschränkt werden.

Noch zweckmäßiger erscheint die Verwendung von Rollkeilschützen, die in besonderem Dichtungsrahmen zwangsläufig geführt sind und daher weniger zu

Schwingungen neigen. Bei dieser Schütz-Bauart bedarf die Ausführung der Kopfdichtung besonderer Überlegung. Im übrigen treffen die für einfache Rollschützen maßgeblichen Gesichtspunkte auch auf diesen Verschußtyp zu. Für Schützen innerhalb der Tore ist er jedoch weniger geeignet.

Eine gleichgünstige Lösung ist mit den einfachen Gleitschützen zu erreichen. Diese Schützen bestehen ebenfalls aus einer ebenen Stauwand mit unterwasserseitig liegenden Riegeln. Letztere sind so angeordnet, daß der gesamte Wasserdruck annähernd gleichmäßig auf die einzelnen Riegel verteilt wird. Der auf die Stauwand wirkende Wasserdruck wird von den Riegeln über Endschotte auf Druckstücke und von diesen auf die Gleitschienen übertragen.

Antriebsmäßig führen solche Schützen in Anbetracht der größeren Reibungswerte auch zu größeren Antriebsleistungen, deren Bemessung und Ausführung jedoch bei der Verwendung öl-hydraulischer Druckzylinder keine Schwierigkeiten und übermäßigen Kosten bedingt. Bei größeren Druckhöhen ist die Verwendung von Hochdruck-Gleitschiebern in allumschließenden Stahlgehäusen empfehlenswert.

Allgemein stellen Gleitschützen die wohl robusteste Verschußart dar und sind infolge der großen Reibungskräfte schwingungstechnisch am wenigsten anfällig.

Eine gleichwertige Ausführung stellt auch das Segmentschütz dar. Frei an das Tor angehängte Segmente haben sich indessen nicht bewährt. In einzelnen Fällen ist zu prüfen, ob die Wahl eines Druck- oder Zugsegmentes zweckmäßiger erscheint. Für Umläufe außerhalb des Tores bedingt die Verwendung von Segmenten mit Rücksicht auf deren Ausbaubarkeit größere und geräumigere Schützschächte als bei den übrigen Schützarten. Auch die Antriebsfrage und Lagerung bedarf hier besonderer Überlegung. Der Vorteil geringer Bewegungswiderstände kann bei dieser Schützbauart weitgehend ausgenutzt werden. Das Segmentgeschütz hat bereits vielfache Anwendung erfahren und ist nach anfänglichen Schwierigkeiten mit der Lagerung heute als durchaus bewährter Verschußtyp zu bewerten. Die Verwendung als Zugsegment läßt besondere Vorteile erwarten.

Ganz allgemein sollte bei den vorgenannten Schützen verschiedener Bauart die Verwendung von nichtrostendem Material für alle Dichtungsflächen und auszuwechselnden Einzelteile sowie der ausschließliche Gebrauch von selbstschmierenden Lagerteilen mehr als bisher im Vordergrund stehen. Ein Gegengewichtsausgleich ist beim Antrieb von Umlaufverschlüssen nicht mehr geboten und kann entfallen.

Werden die Umlaufverschlüsse in nach oben völlig dicht abgedeckten Schächten untergebracht, so darf dieser dichte Abschluß nicht durch undichten Beton, in welchem der Dichtdeckel sicher und ausreichend verankert werden muß, entwertet werden.

Die Drosselklappen stellen neben den Gleitschützen wohl die robustesten und am wenigsten stör anfälligen Absperrorgane für Umläufe dar. Wartungsmäßig bedürfen sie des geringsten Aufwandes. Bezüglich der Füllcharakteristik und eventuell auftretender Kavitationserscheinungen am Klappenteller bedürfen sie noch näherer Untersuchung. Sofern es möglich wird, die zum Teil großen Durchflußquerschnitte auch mit geringeren Kostenaufwand zu erstellen, so wäre diese Verschußbauart in jeder Hinsicht als die ideale Lösung zu betrachten.

Im allgemeinen ist jedoch mit einfachen Roll-, Rollkeil- oder Gleitschützen auszukommen. Allerdings nur, wenn den hydrodynamischen Vorgängen, der Schwingungsfreiheit und Verbesserung der Dichtungen wie des zuverlässigen Schließens in allen Betriebszuständen mehr als bisher volle Beachtung geschenkt wird.

### Antrieb

Mit der nach dem 2. Weltkrieg in hohem Maße einsetzenden Einführung der Öl-Hydraulik auf dem Antriebssektor hat sich diese auch auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues immer mehr durchgesetzt. Vornehmlich bei den Antrieben der Umlauf- oder Schützen-Verschlüsse.

Die Entscheidung der Frage, ob bei Schleusenverschlüssen dem elektro-mechanischen oder dem öl-hydraulischen Antrieb der Vorzug zu geben sein wird, ist abhängig

- a) von der Bauart und den Funktionen des betreffenden Verschlusses,
- b) von der Größenordnung und den Abmessungen des Verschlusses,
- c) von den an den Verschuß und dessen Bewegung zu stellenden Betriebserfordernissen im normalen wie außergewöhnlichen Lastfall sowie im Winterbetrieb.

zu a): Einseitig angetriebene und torsionssteif ausgebildete Verschlüsse sind für den öl-hydraulischen Antrieb besser geeignet, als zweiseitig angetriebene Verschlüsse, für die elektrischer oder mechanischer Gleichlauf in Frage kommt. Ein vollkommener Gleichlauf ist nach dem gegenwärtigen Stand der Technik beim öl-hydraulischen Antrieb noch nicht gewährleistet. Das gleiche gilt auch hinsichtlich der Vermeidung von Lecköl-Verlusten.

Es gibt eine Reihe von Schleusenverschlüssen (siehe Umlaufverschlüsse inner- und außerhalb von Toren), bei denen sich der öl-hydraulische Antrieb unmittelbar anbietet. Hingegen ist bei einer ebenfalls nicht geringen Anzahl von Torverschlüssen der elektro-mechanische Antrieb nach wie vor unbedingt zu bevorzugen.

zu b): Größenordnung und Abmessungen des Verschlusses bestimmen die zu bewältigenden Antriebskräfte. Sie können beim öl-hydraulischen Antrieb ungewöhnliche Abmessungen der Zylinder und Kolben, ungewöhnlich hohe Drücke, Leckölverluste etc. zur Folge haben. Drücke mit über 150 atü sind zu vermeiden, da sie teilweise nicht mehr sicher beherrscht werden können.

zu c) Zur Freigabe des vollen Durchflußquerschnittes in außergewöhnlichen Fällen wie zur Einleitung verhältnismäßig schneller Bewegungen ist der öl-hydraulische Antrieb besser geeignet als der elektro-mechanische. Dies gilt insbesondere dann, wenn häufig mit Ausfall der elektrischen Stromversorgung gerechnet werden muß. Auch die Möglichkeit, mit dem Verschuß gewisse Druckkräfte ausüben zu können, erscheint von Vorteil.

Gewisse Schutz- und Sicherheitsvorrichtungen sind je nach Art und Zweck der Verschußbewegung auch beim öl-hydraulischen Antrieb nicht zu umgehen.

Ein weitgehender wirtschaftlicher Vorteil des öl-hydraulischen Antriebes gegenüber dem elektro-mechanischen Antrieb ist nur in wenigen Fällen gegeben und hängt wesentlich von der Bauart und Betriebsweise der zu bewegenden Verschlüsse ab.

Allgemein wird ein öl-hydraulischer Antrieb dann vorteilhaft, wenn es sich um verhältnismäßig große Kräfte und kleine Wege handelt. Dies aber auch nur dann, wenn der Verschuß regelmäßig und häufig bewegt wird. Für Verschlüsse, die nur selten bewegt werden müssen und dann vielleicht nur im Winterbetrieb, erscheint der öl-hydraulische Antrieb auf Grund gemachter Erfahrungen weniger geeignet. Zumindest sind hierbei gleiche vorbeugende Maßnahmen wie elektrische Beheizung, Verwendung anderer Ölarten etc. erforderlich, wie beim elektro-mechanischen Antrieb.

Lange Rohrleitungen, nicht entsprechend ausgelegte und gelagerte Pumpen, Verunreinigungen der Ventile und Schieber, Bildung von Kondenswasser in Ölbehältern und Leitungsanschlüssen, Bruch von flexiblen Leitungen, veränderliche Konsistenz des Hydrauliköles, ungünstige Temperatureinflüsse, das Auftreten ungewöhnlicher und nicht vorhersehbarer Widerstände, Leckölverluste und deren Ausgleich sowie Undichtigkeiten an Manschetten und sonstigen Dichtungen bilden Gefahrenquellen, die sich beim öl-hydraulischen Antrieb weit unangenehmer auswirken können als beim elektro-mechanischen Antrieb. Hinzu kommt, daß bei letzterem betriebs- und wartungsmäßig alle wichtigen Antriebsorgane viel leichter zu übersehen und unter Kontrolle zu halten sind, als bei einem öl-hydraulischen Antrieb.

Es herrscht die Meinung vor, daß sich ein Schlosser oder angelernter Bedienungsmann in der Bedienung und Pflege eines mechanischen Antriebes viel leichter zurechtfindet als bei hydraulischen Anlagen. Bei den mechanischen Antrieben sind jedenfalls keine Spezialisten notwendig. Die Gefahr völligen Betriebsausfalls ist bei Ölhydraulik größer als beim elektro-mechanischen Antrieb. Je nach den damit verbundenen Folgen kann sich unter Umständen der öl-hydraulische Antrieb von vornherein verbieten.

Alles in allem muß die Verwendung öl-hydraulischer Antriebe von Fall zu Fall sorgfältig geprüft werden. Dabei sollte stets die erforderliche Betriebssicherheit und vornehmlich das Verhalten der Verschlüsse im Winterbetrieb im Vordergrund stehen. Keinesfalls darf ein Stahlwasserbauverschluß antriebstechnisch mit einem Hebegerät oder einer Baumaschine verglichen werden.

Die bisher mit den elektro-mechanischen Antrieben gemachten Erfahrungen geben jedenfalls keinen Anlaß, hiervon grundsätzlich abzugehen und ohne Vorbehalt auf den öl-hydraulischen Antrieb überzugehen.

#### Vergleichsergebnis

Auf Grund der im einzelnen gekennzeichneten und auf ihre Eignung untersuchten Verschlußarten wird ohne weiteres ein entsprechender Vergleich ermöglicht. Die im Zusammenhang damit stehenden und bei der Wahl der geeigneten Verschlußart maßgebenden Probleme konnten im Rahmen vorstehenden Berichtes nur gestreift werden. Berücksichtigt man diese je nach Maßgabe der besonderen Verhältnisse und möglichen Voraussetzungen so läßt sich folgendes optimales Vergleichs-Ergebnis feststellen:

##### 1. Für Schleusen mit großen Fallhöhen ( $> 10$ m)

Doppel- oder Einfachschleusen

Voraussetzung: Schleusen ohne Umläufe

Füll- und Entleerungsorgane innerhalb der Tore ohne Hochwasser- und Eisabfuhr

Vorschlag für geeignete Kombination:

Oberhauptverschluß: Hubsenktor

Füllung erfolgt durch teilweises Anheben (Füllspalt)

Energievernichtung notwendig

Unterhauptverschluß: Stemmtor

Entleerung durch Rollschützen im Tor

Energievernichtung notwendig

Tore jeweils mit mechanischem Antrieb, Schütze mit ölhydraulischem Antrieb

Der Entfall der Umläufe bedingt je nach Fallhöhe hinsichtlich der Ausführung der Verschlüsse gewisse Schwierigkeiten.

2. Wie vor, jedoch Füllung und Entleerung durch Längskanäle mit Stichkanälen bzw. Grundläufen vorausgesetzt  
mit Hochwasser-, Geschwemmsel- und Eisabfuhr  
Vorschlag für geeignete Kombination:  
Oberhauptverschluß: zweiteiliges Hubtor (mit Überfallhaube)  
Energievernichtung notwendig  
Unterhauptverschluß: Stemmtor  
Energievernichtung notwendig  
mit Verriegelung  
Füll- und Entleerungsorgane für Längskanäle als Rollkeilschützen.  
Bei Wegfall der Hochwasser-, Geschwemmsel- und Eisabfuhr:  
Oberhauptverschluß: Hubsenk- oder Drehsegmenttor als einfacher Abschluß  
Unterhauptverschluß: Stemm- oder einteiliges Hubtor als einfacher Abschluß, ohne Verriegelung.  
Verschlüsse für Längskanäle wie vor.  
Tore mit mechanischem, Schützen mit öl-hydraulischem Antrieb.
3. im Falle von Sparschleusen  
kommen zu Kombination 2. doppelt kehrende Rollschützen für den Abschluß der Zuläufe zu den einzelnen Sparbecken zusätzlich hinzu.
4. Für Schleusen mit geringeren Fallhöhen (< 10 m):  
Doppel- oder Einfachschleusen  
Voraussetzung: Schleusen ohne Umläufe  
Füll- und Entleerungsorgane innerhalb der Tore ohne Hochwasser- und Eisabfuhr.  
Vorschlag für geeignete Kombination:  
Oberhauptverschluß: Hubsenk- oder Drehsegmenttor  
Füllung erfolgt durch teilweises Anheben bzw. Absenken  
Energievernichtung notwendig.  
Unterhauptverschluß: Stemmtor  
Entleerung durch Rollschützen im Tor  
Energievernichtung notwendig  
Tore jeweils mit mechanischem, Schützen mit öl-hydraulischem Antrieb.
5. wie vor, jedoch Füllung und Entleerung durch Längskanäle mit Stichkanälen oder Grundläufen vorausgesetzt  
mit Hochwasser- und Eisabfuhr.  
Vorschlag für geeignete Kombination:  
Oberhauptverschluß: Hubsenk- oder Drehsegmenttor  
Energievernichtung notwendig.  
Unterhauptverschluß: Stemmtor  
Energievernichtung notwendig  
mit Verriegelung

Bei Wegfall der Hochwasser-, Geschwemmsel- und Eisabfuhr:

Oberhauptverschluß: Hubsenktor oder Drehsegmenttor als einfacher Abschluß.

Unterbauptverschluß: Stemmtor oder einteiliges Hubtor als einfacher Abschluß, ohne Verriegelung.

Verschlüsse für Längskanäle wie vor.

#### 6. Baulich, betrieblich und verschlußmäßig beste Lösung bei großen Fallhöhen ( $> 15$ m).

Voraussetzung:

Füllung und Entleerung durch Längskanäle mit Stichkanälen oder Grundläufen ohne Hochwasser-, Geschwemmsel- und Eisabfuhr gegebenensfalls auch mit Sparbecken.

Vorschlag für bestgeeignete Kombination:

Oberhauptverschluß: Hubsenktor  
als reiner Abschluß

Unterbauptverschluß: Einteiliges Hubtor  
als reiner Abschluß

jeweils ohne Energievernichtung

für Längskanäle: Hochdruck-Gleitschützen

für Sparbecken: doppelt kehrende Hochdruck-Gleitschützen

Antriebe für Tore: mechanisch

Antriebe für Schütze: öl-hydraulisch

Andersgeartete Verschlüsse erscheinen zum gegenwärtigen Zeitpunkt für die aufgezeigten Kombinationen ungeeignet.

### Schlußbetrachtung

Allgemein sei festgestellt, daß die Erfordernisse eines ungestörten Winterbetriebes mit den zum Vergleich gestellten Verschlußbauarten künftig mehr im Vordergrund stehen sollten als bisher, wenn der Verkehr auf Binnen-Wasserstraßen von längeren Schiffahrtssperren unabhängig und daher mit anderen Verkehrsträgern noch konkurrenzfähig gehalten werden soll.

Das Vergleichs-Ergebnis soll ferner zu der Überlegung anregen, daß es auf Grund der bisherigen Erfahrungen zweckmäßiger ist, sich in der Zukunft auf eine Weiterentwicklung und Verbesserung der genannten Tor-Bauarten zu beschränken, anstatt neue, zwar gut durchdachte, aber kompliziertere Lösungen in den Wettbewerb einzuführen. Dem Streben nach möglichst einfachen, betrieblich unempfindlichen, robusten und im Dauerbetrieb sich bewährenden Verschluß-Bauarten ist damit in keiner Weise gedient.

Hinsichtlich des Antriebes der Verschlüsse ist festzustellen, daß ein weitgehend wirtschaftlicher Vorteil des öl-hydraulischen Antriebes nur in wenigen Fällen gegeben ist und wesentlich von der Bauart sowie der Betriebsweise der Verschlüsse abhängt. Ein öl-hydraulischer Antrieb ist nur dann vorteilhaft, wenn es sich um relativ große Kräfte und kleine Wege handelt. Dies aber auch nur dann, wenn der Verschluß regelmäßig und

häufig bewegt wird. Die bisher mit den elektro-mechanischen Antrieben gemachten Erfahrungen geben keinen Anlaß, hiervon grundsätzlich abzugehen und ohne Vorbehalt auf den öl-hydraulischen Antrieb überzugehen.

#### b) Neue Methoden der Füllung und Entleerung

Wirtschaftlichkeit und die Notwendigkeit zur Bewältigung der immer größer werdenden Verkehrsmengen erfordern es, auch den Füll- und den Entleerungsvorgang bei der Schleusung so schnell wie möglich auszuführen, selbst unter Berücksichtigung der Tatsache, daß bekanntermaßen das Ein- und Ausfahren der Schiffe in die Schleuse und ihr Einordnen im allgemeinen eine wesentlich größere Zeit erfordern als der eigentliche Schleusungsvorgang. Dieses Bestreben ist nicht neu, es umfaßt die darauf gerichtete Entwicklung eigentlich bereits die ganze Zeit seit der Erfindung und Einführung der Schiffschleuse. Nur ist eine Schwierigkeit dabei zu überwinden. Dem Schiff und den Einrichtungen zur Sicherung des Schiffes und der Schleuse darf während der Schleusung kein Schaden zugefügt werden. Die Maßnahmen zur Verhinderung dieser Schäden sind vom jeweiligen Stande der allgemeinen Ingenieurbauentwicklung, aber auch von der Wirtschaftskraft, d. h. von der wirtschaftlichen Tragbarkeit der Vorschläge, abhängig. Es ist immer das Beste und Billigste gut genug.

Es ist bekannt, daß in Frankreich beim Großen Elsässer Kanal und an der Rhône und in den USA für Iceharbour u. a. die Entwicklung technisch einwandfrei wirkender Schiffschleusen mit einer mittleren Hubgeschwindigkeit von 3 m/min und mehr gelungen ist. Der technische Aufwand hierfür ist nicht gering und es fragt sich, sind annähernd oder evtl. gleiche Leistungen mit einfacheren Mitteln zu erreichen?

Außerdem ist ein weiterer Gesichtspunkt zu berücksichtigen. Wenn auch — wie ebenfalls bekannt ist — die Leistungsfähigkeit einer Schleuse nicht im gleichen Ausmaß wie die Vergrößerung ihrer Länge wächst, d. h. die kürzere Schleuse verhältnismäßig leistungsfähiger ist als die lange Schleuse, so zwingt doch das immer stärkere Aufkommen der Schubzüge, die ein Vielfaches der Länge von Einzelschiffen (Selbstfahrer) erreichen, zur Ausführung so langer Schleusen, daß der Schubzug zur Schleusung nicht auseinander genommen zu werden braucht. Da die Entwicklung dieser Schubzüge und ihrer Einheiten noch nicht am Ende ist, ist es heute schwer, schon für die Zukunft gültige Abmessungen festzulegen. Nur muß vorderhand die Entwicklungsrichtung zur längeren Schleuse beachtet werden.

Die Art der Füllung und Entleerungseinrichtungen der Schleuse ist letztlich auch von der allgemeinen Bauweise der Schleuse — ob Massivschleuse oder Spundwandschleuse — abhängig. Im allgemeinen und dort, wo sie technisch Anwendung finden kann, ist die Spundwandschleuse wirtschaftlich der Massivschleuse überlegen.

Den folgenden Überlegungen und Untersuchungen an einem Modell 1 : 25 liegt zugrunde: eine Spundwandschleuse von 235 m Länge, 12 m Breite, 10 m Hubhöhe und 3,50 m Schleusen- und Drempeltiefe in einem Flußlauf mit genügender Wasserführung. Auf die sekundären Erscheinungen, vor allem Schwall- und Sunk, infolge der plötzlichen Füll- und Entleerungswassermengen im Fluß oder in den Vorhäfen, die einer besonderen Untersuchung bedürfen, soll hier nicht eingegangen werden. Da die Schleusenentleerung — mit der Einschränkung der Sparschleusen — im allgemeinen leichter und schneller ausführbar ist als die Schleusenfüllung, soll auch im folgenden die Schleusenfüllung besonders bevorzugt dargestellt werden.

Im Vergleich zu der Füllung durch Längs- und Stichkanäle oder durch Grundläufe mit Stichkanälen ist die unlauflose Füllung entweder durch die Bewegung des Obertores oder durch Füllöffnungen im Obertor wirtschaftlicher. Die dabei auftretenden Strömungs-

kräfte auf das Schiff können bis zu Schleusenlängen von 110 bis max. 150 m beherrscht werden. Die dabei erzielbaren mittleren Hubgeschwindigkeiten sind noch durchaus annehmbar. Für größere Längen fällt die erreichbare Hubgeschwindigkeit ab und man ist zur Erzielung einer tragbaren Hubgeschwindigkeit gezwungen, zur Füllung durch Längs- und Stichkanäle oder Grundläufe und Stichkanäle überzugehen. Für eine Spundwandschleuse fällt die Füllung durch Längs- und Stichkanäle als ungünstig durchführbar aus, so daß nur die Füllung durch Grundläufe übrig bleibt. Für die bei langen Schleusen und schneller Füllung zu erwartenden großen Querschnittsabmessungen dieser Grundläufe bietet sich bei einer Spundwandschleuse der weite Raum unter der Sohle zwischen den Spundwänden sehr günstig an, also eine Schleuse mit doppeltem Boden. Zur Verfügung steht theoretisch die gesamte Breite zwischen den Spundwänden. Eine Beschränkung braucht nur konstruktiven Notwendigkeiten bei der Einzelplanung vorbehalten bleiben.

Im folgenden soll untersucht werden, ob es notwendig ist, diese Grundläufe über die ganze Schleusenlänge auszudehnen oder ob es möglich ist, sie nur auf ein Teilstück (etwa  $\frac{1}{3}$  der Schleusenlänge) auszuführen. Der maßgebende Grundgedanke ist dabei, die vorhandene Schleusenlänge durch den Grundkanal so weit hydraulisch zu verkürzen, daß es möglich wird, die Restlänge umlauflos zu füllen. Im einzelnen bedeutet dies:

Füllen vom Obertor, Abwärtsführen der Wassermenge zwischen Stirnwand der Schleuse und einer anzuordnenden Prallwand mit unmittelbarer Einführung in den breiten Grundlauf in der Sohle. Aus diesem gehen die Stichkanäle durch die Decke in den freien Schleusenraum. Sie werden auf die ganze vorhandene Länge verteilt und so dimensioniert, daß dieses erste Schleusendrittel aus diesen Stichkanälen gefüllt wird. Die Hauptmasse der Füllwassermenge wird jedoch in etwa  $\frac{1}{3}$  der Schleusenlänge in leichter Aufwärtsführung unmittelbar geschlossen in den Schleusenraum eingeführt, ähnlich wie bei der umlauflosen Füllung (Bild 5).

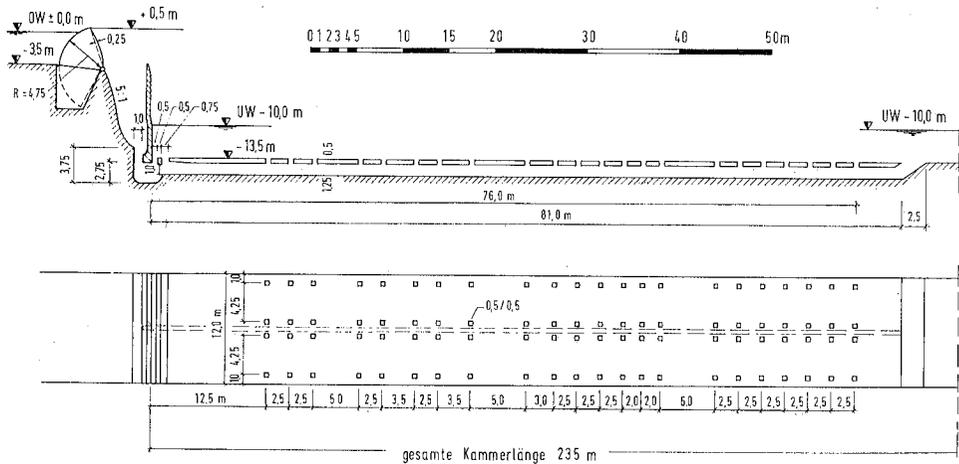


Bild 5  
Grundlauf über  $\frac{1}{3}$  der Kammerlänge mit lotrechten Stichkanälen

Der Wassereintritt am Obertor kann entweder durch Unterströmen des Tores oder durch Überfall über das Tor geschehen. Bei beiden läßt sich für große Wasserführungen ein wesentlicher Luftenzug nicht vermeiden. Das führt zu explosionsartigem Luftaustritt durch die vordersten Stichkanäle und unruhigem Liegen des Schiffes. Es war daher das

erste Erfordernis, wenig Luft mitzureißen, die dennoch mitgeführte Luft vor Eintritt in den freien Schleusenraum wiederum zu entfernen, bzw. den Rest in der Schleuse schon vor dem Schiffsbug nahe der Prallwand hochzuführen. Das Ergebnis längerer Untersuchungen ist ebenfalls in Bild 5 enthalten. Durch die zweimalige Mithilfe angefachter Strömungswalzen wird die Luft zur freien Oberfläche hochgetrieben und der dennoch in den Grundlauf eintretende Rest hat nicht mehr die Kraft, das Schiff ernstlich zu stören. Das Ergebnis war eine erzielbare größte mittlere Hubgeschwindigkeit von 1,25 m/min. Den Verlauf der während des Füllvorganges auf das Schiff ausgeübten Längs- und Querkräfte zeigt Bild 6. Der Abstand des Schiffes von der Prallwand betrug dabei rd. 3,50 m.

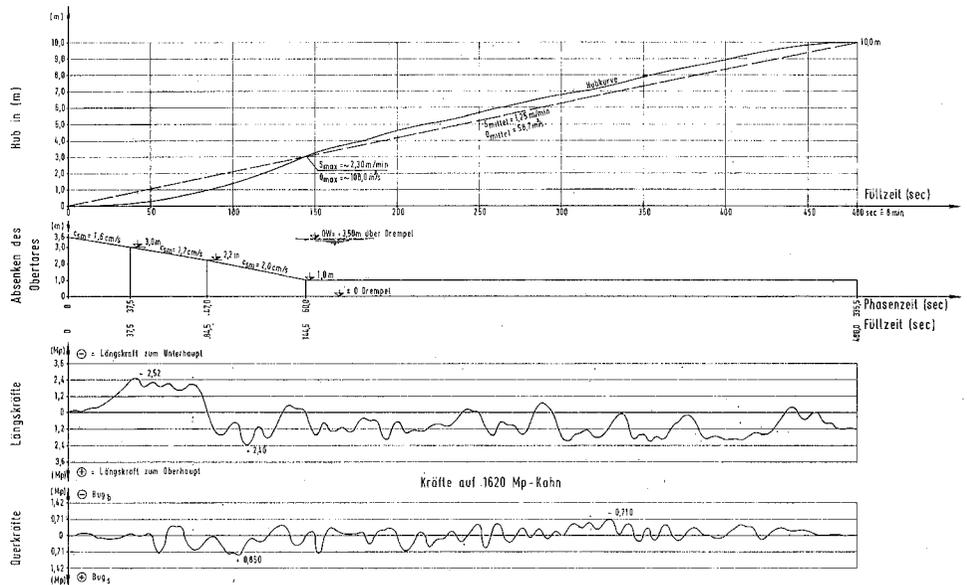


Bild 6  
Füllung mit freiem Überfall über Obertor

Als Vergleichsschiff wurde ein solches von 1 620 t Gesamtgewicht verwendet. Die noch zulässige Längskraft beträgt daher

$$\frac{\text{Schiffsgewicht}}{500 \text{ bis } 700} = \frac{1\ 620}{600} = 2,7 \text{ t.}$$

Die maximal auftretende Querkraft darf 1/2 dieses Betrages, das ist 1,35 t, nicht überschreiten. Werden diese beiden Grenzwerte nicht überschritten, ist gemäß sehr vieler Erfahrungswerte mit einer hinreichend sicheren Schleusenfüllung in der Natur zu rechnen.

Die aufgetretenen Maximalwerte, in Naturwerte umgerechnet, betragen bei Wassereintritt durch Überfall über das Obertor:

Längskräfte: 2,52 t in Richtung zum Unterhaupt  
2,40 t in Richtung zum Oberhaupt

Querkräfte: 0,71 t in Richtung Backbord  
0,85 t in Richtung Steuerbord.

Die Senkgeschwindigkeiten des Tores waren dabei 1,6 cm/s, 1,7 cm/s und 2,0 cm/s.

Den Füllvorgang zeigen die Bilder 7 im Zeitabstand 50 s und 400 s nach Beginn der Schleusung. Das Wasser fällt angeschmiegt in den Beruhigungsraum vor der Prallwand

und verliert hier und vor dem Bug seine mitgeführte Luft. Gegen Ende der Füllung geht ein Teil des Füllwassers über die Prallwand ohne das Schiff nachteilig zu treffen, da im Schleusenraum eine gegendrehende Walze herrscht.

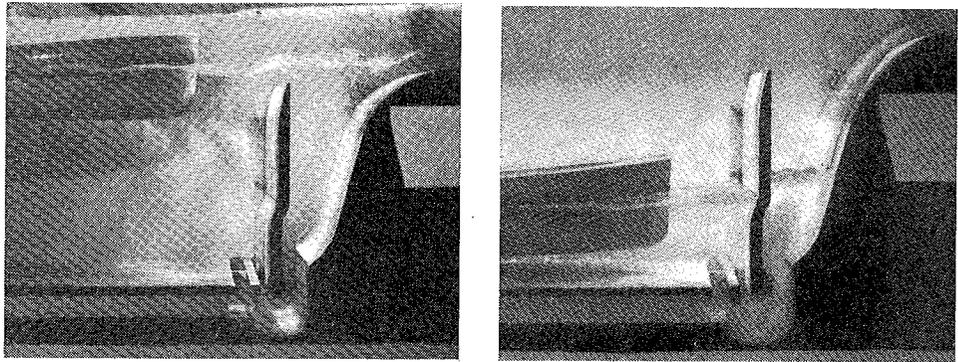


Bild 7  
Füllung durch Überfall über Obertor 50s und 400s nach Beginn

Ein Versuch, den Wasserüberfall über das Tor zu vermeiden und durch eine besondere Torkonstruktion den Wasserdurchtritt an der Drempelesohle herbeizuführen, brachte keine wesentliche Besserung. Eine solche wurde jedoch davon erwartet, wenn durch ein Tiefschütz der Wasserabschluß unter dem Unterwasserspiegel geschieht (Bild 8).

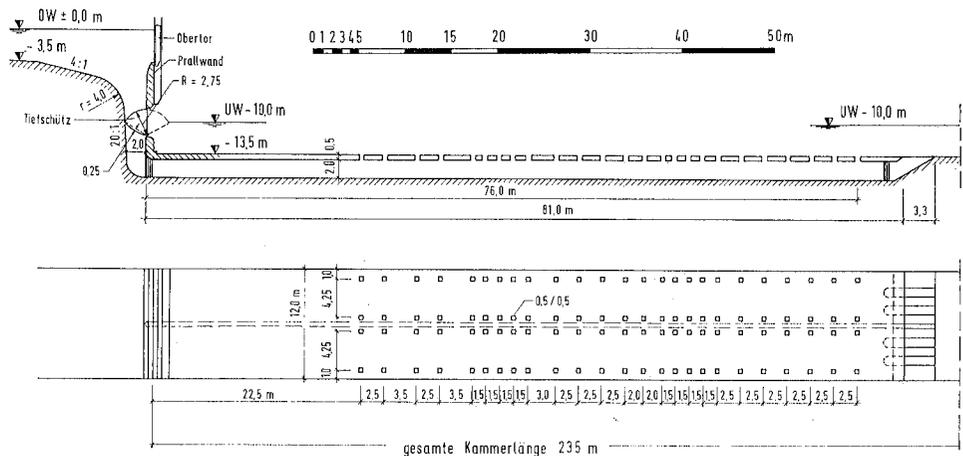


Bild 8  
Tiefschütz und Grundlauf über  $\frac{1}{3}$  der Kammerlänge mit lotrechten Stichkanälen

Die Füllzeit konnte dadurch noch weiter verbessert werden. Es ergab sich bei sonst ähnlicher Anordnung eine größte mittlere Hubgeschwindigkeit von 1,50 m/min. Die Anordnungen zur Luftabscheidung konnten dabei natürlich eingespart werden. Die Grundlaufhöhe wurde dabei von 1,25 m auf 2,00 m und die Fläche der Stichkanäle von 22 m<sup>2</sup> auf 25 m<sup>2</sup> vergrößert und gedrängter angeordnet. Um den Betrieb nicht gleichzeitig von zwei Einrichtungen (Obertor und Tiefschütz) abhängig zu machen, ist es zweckmäßig, eine Obertorkonstruktion in Verbindung mit der Prallwand anzuordnen und die ganze

Schleusenanlage im Notfall durch einen Notverschluß im Oberdrempel trocken zu legen. Den Verlauf der Längskraft, Querkraft und die Hubkurve zeigt Bild 9. Die Kräfte bleiben in den zulässigen Grenzen sowohl für eine Lage des Schiffes 3,50 m entfernt von der Prallwand, in der Schleusenmitte und am unteren Ende der Schleuse.

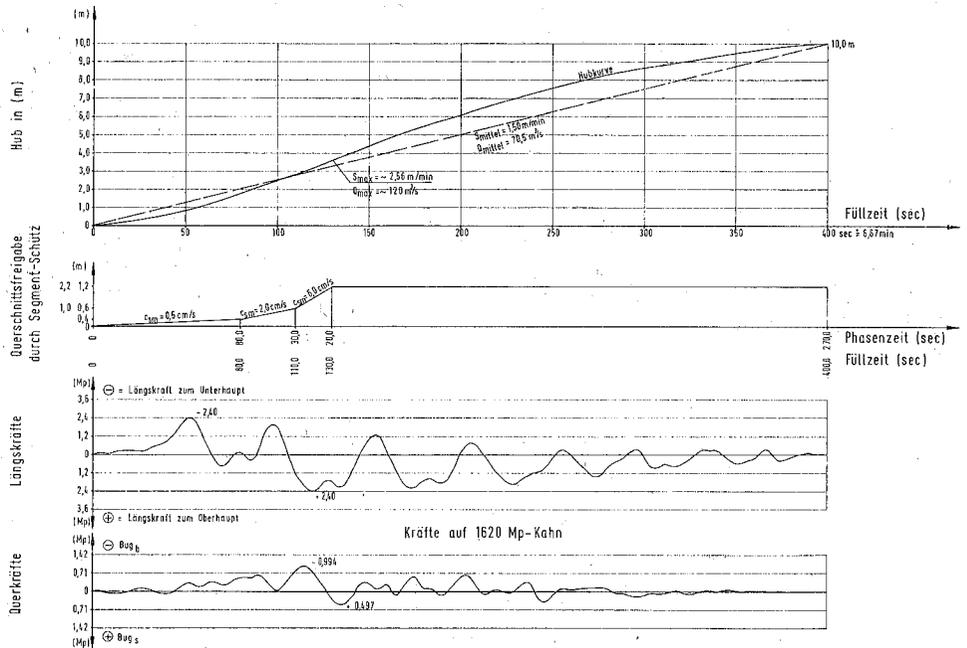


Bild 9  
Füllung durch tief liegendes Segment-Schütz

Damit war gut die doppelte mittlere Hubgeschwindigkeit erreicht, die sonst für diese lange Schleuse bei umlaufloser und einseitiger Füllung sich ergeben hätte. Es ist also möglich, auch lange Schleusen durch Ausführung des Grundlaufes nur über eine Teillänge der ganzen Schleusenlänge hydraulisch so zu verkürzen, daß eine umlauflose einseitige Schleusenfüllung noch mit Vorteil anwendbar ist und zu beachtlich großen Füllgeschwindigkeiten führt.

Soll die mittlere Hubgeschwindigkeit noch weiter gesteigert werden, so müssen bei einseitiger Füllung die Grundläufe über die ganze Schleusenlänge angeordnet werden. Das hat weiter den Vorteil, daß diese Grundläufe auch gleichzeitig die Schleusenentleerung übernehmen und diese beschleunigen.

Bei einer beabsichtigten schnellen Füllung ist es unbedingt notwendig, daß alle Stichkanäle aus den Grundläufen nahezu zu gleicher Zeit anspringen. Das erfordert das Abgehen von einer gleichmäßigen Verteilung dieser Stichkanäle über die ganze Schleusenlänge und ihre Konzentration entweder in Schleusenmitte oder in den Schleusenviertelpunkten oder bei noch stärkerer Unterteilung in den Mittelpunkten der entsprechenden Schleusenabschnitte. Damit die Druckerhöhung zum Ausfluß der Stichkanäle in jedem Speisungsabschnitt gleichzeitig ankommt, muß jeder solche Abschnitt von einer gemeinsamen Verteilung aus seine gesonderte Wasserzuleitung haben. Es darf auf keinen Fall ein Abschnitt erst nach einem anderen versorgt werden. Im vorliegenden Falle genügt die Unterteilung der Schleusenlänge in zwei Versorgungsabschnitte, d. h. die Stichkanäle müssen sich um die Viertelpunkte der Schleusenlänge gruppieren.

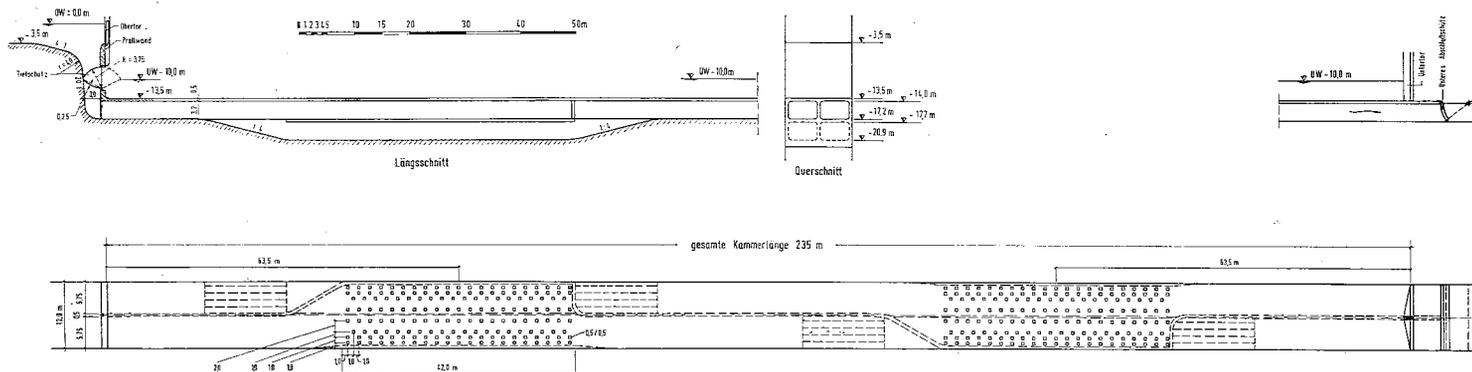


Bild 10  
Zwei Grundläufe über die gesamte Kammerlänge mit lotrechten Stichkanälen um die Viertelpunkte der Kammer gruppiert

Bei einer anderen vorhergehenden Untersuchung ergaben sich diese Punkte besser in einem Abstand von den Schleusenenden von  $0,27 \times$  Schleusenlänge. Dies wurde daher im vorliegenden berücksichtigt. Den gemeinsamen Wasserabschluß muß wiederum ein Tiefschütz übernehmen. Nach Durchströmen desselben tritt das Wasser in den gemeinsamen Grundlauf ein, der alsbald durch eine Trennwand in der Mitte der Schleuse in die beiden Zuführungskanäle unterteilt wird. Da die Stichkanäle jedes Versorgungskanals im entsprechenden Versorgungsabschnitt über die ganze Breite der Schleuse angeordnet werden müssen — um Querströmungen zu vermeiden — ergibt sich die Notwendigkeit der Unterdükerung jedes Grundlaufes unter einem solchen Stichkanalabschnitt. Die Trennwand der beiden Grundläufe setzt sich bis zum gemeinsamen Abschlußschütz gegen das Unterwasser fort. Von da ab kann das Entleerungswasser zum Fluß oder in den Unterhafen geführt werden. Die Anordnung im einzelnen zeigt Bild 10.

Für die Konstruktion des Tiefschützes gibt es einige Möglichkeiten, wie in Bild 11 dargestellt.

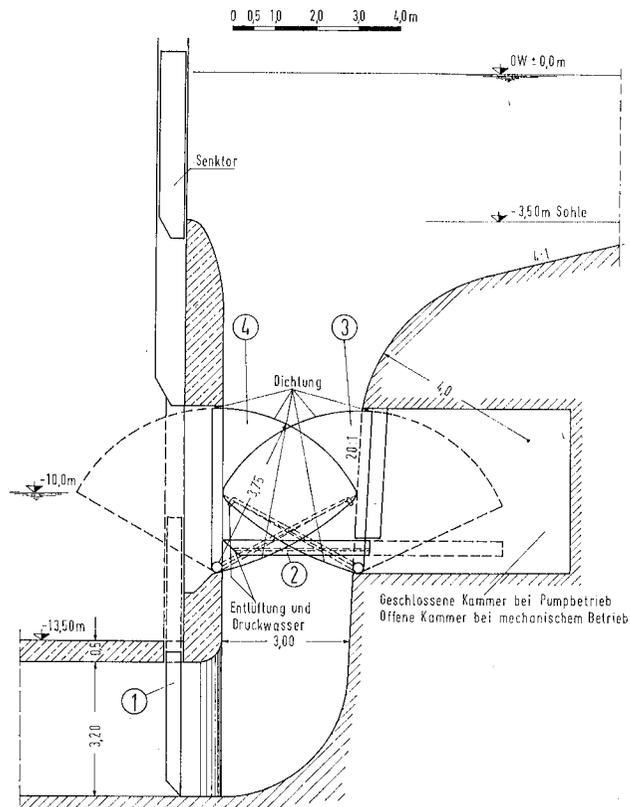


Bild 11  
4 Varianten der Tiefschützen

Der Untersuchung wurde die einfachste Konstruktion zugrunde gelegt, ein Segmentverschluss, bei dem eine Seitenwand außerdem voll ausgeführt wird. Die Drehachse geht auf die ganze Länge durch. Es ist zweckmäßig, den Verschluss in Höhe des Unterwassers zu belassen, um die Ausbildung eines Unterdruckes an der vollen Seitenwand zu umgehen. Dadurch kommt aber das Gelenk dauernd in das Unterwasser. Soll das

zur leichteren Überwachung vermieden werden und das Gelenk über Unterwasser gelegt werden, sollte, mit dem Schütz verbunden, ein besonderes Rohr in den obersten Wasserzwickel unter dem Schütz eingeführt werden, das einmal der Entlüftung der sich dort ansammelnden Luft dient und außerdem knapp vor der Öffnung des Schützes Druckwasser einführt, um das Unterdruckgebiet zu zerstören. Ein gewisser Unterdruck ist während der ruhenden Verschlussstellung des Schützes erwünscht. Er dient einer festen Verschlussstellung des Schützes.

Von der Anordnung besonderer Füllbatterien nach Art von Iceharbour wurde bewußt abgesehen, weil dadurch die Grundläufe noch weiter in die Tiefe gedrückt würden. An ihrer Stelle wurden die einfachen Stickschneidöffnungen in der Decke klein gehalten (0,50/0,50 m = 1/4 m<sup>2</sup>), um die Wucht der aus der Einzelöffnung ausströmenden Wassermenge klein zu halten. Das Ergebnis hat dieser Überlegung recht gegeben. Günstig wird sich in dieser Beziehung auch die Empfehlung des Bundesverkehrsministeriums auswirken, bei neuen Schleusen eine Mindesttiefe von 4,00 m an Stelle von 3,50 m — wie bisher — anzuordnen.

Mit der in Bild 10 skizzierten Anlage wurde eine mittlere Füllgeschwindigkeit von 3,0 m/min erreicht unter Einhaltung der zulässigen Grenzen für die Strömungslängs- und -querkräfte auf das Schiff (Bild 12).

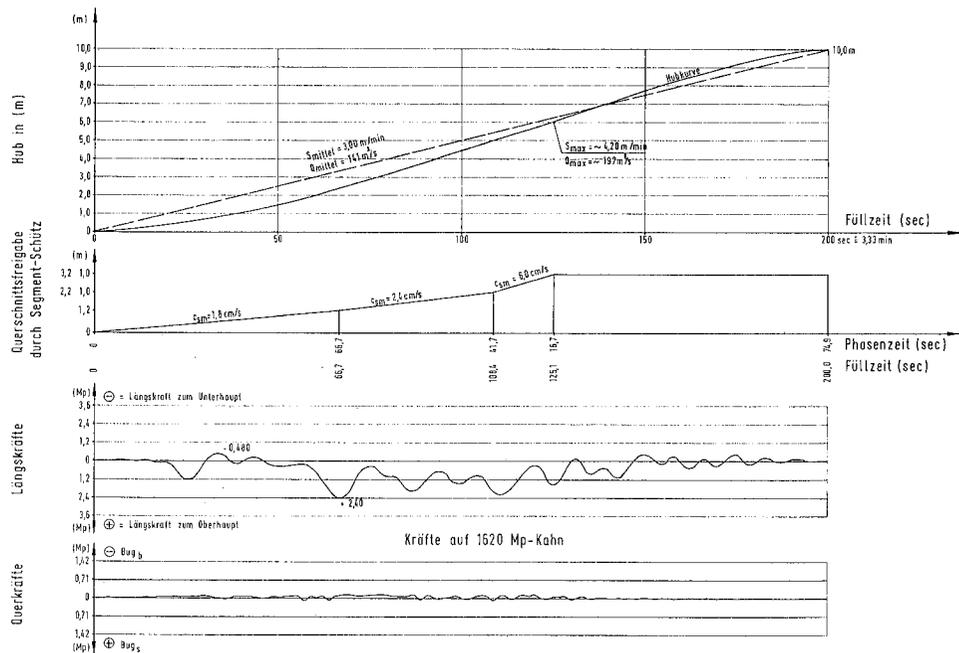


Bild 12  
Füllung durch tiefliegendes Schütz und Grundläufe mit Stickschneidkanälen

Die Dimensionierung des Grundlaufes geschah dabei nach dem beabsichtigten  $Q_{\text{mittel}} = \frac{\text{Schleuseninhalt}}{\text{Füllzeit}}$  so, daß dieses  $Q_{\text{mittel}}$  im Grundlauf mit einer Geschwindigkeit von 3,50 bis 3,75 m/s fließt.

In der Untersuchung zeigte sich eine geringe Reflexionswirkung, die von einer zu geringen Wasserversorgung des vordersten Schleusenviertels herrührte. Es ist daher zweckmäßig, den etwas gegen die Mitte verlegten Schwerpunkt der vorderen Stichkanäle (Abstand vom Schleusenende =  $0,27 \times$  Schleusenlänge) im  $1/4$ -Punkt der Schleusenlänge zu belassen.

Für die rückwärtige Gruppierung der Schleusenkanäle kann es bei der Entfernung  $0,27 \times$  Schleusenlänge verbleiben. Die Summe der Stichkanalquerschnitte betrug das  $2\frac{1}{4}$ -fache der Querschnittsfläche der Grundläufe. Es sollte aber besser das  $2\frac{1}{2}$ -fache angeordnet werden, bei etwas stärkerer Konzentration. Eine weitere Steigerung der mittleren Hubgeschwindigkeit bei Vergrößerung der Abflußquerschnitte ist möglich, erscheint aber für ihre praktische Anwendung z. Z. kaum notwendig. Bei einer weiteren Steigerung der Hubgeschwindigkeit — oder einer größeren Schleusenlänge — würde sich eine weitere Unterteilung der Schleusenlänge in 3 anstatt 2 Versorgungsabschnitte empfehlen.

Für den Fall einer Sparschleuse sei berichtet von der Untersuchung für den dritten Abstieg des Dortmund-Ems-Kanals bei Henrichenburg, die bereits im Jahre 1957 abgeschlossen war. Diese Sparschleuse kam nicht zur Ausführung, da ein Hebewerk gebaut wurde. Aus diesem Grunde war bisher von einer Veröffentlichung abgesehen worden. Diese Schleuse hatte seinerzeit nur Aussicht auf Erfolg, wenn sie u. a. ebenso schnell wie ein Hebewerk arbeitet, also für die damalige Zeit eine mittlere Hubgeschwindigkeit von ca. 3 m/min. Die nutzbare Schleusenlänge betrug 90,00 m, die Schleusenbreite 12,00 m, die Hubhöhe 13,75 m. Durch den umgehenden Bergbau nimmt die Hubhöhe innerhalb von 80 Jahren auf 5,75 m ab, Schleusentiefe 3,50 m, Drempeltiefe 3,50 m.

Vier offene Sparbecken auf jeder Seite der Schleuse, die paarweise wirken, also so, als ob insgesamt nur 4 Sparbecken vorhanden wären, mögliche Wasserersparung rd.  $\frac{1}{6} = 67\%$ .

Die allgemeine Planung zeigt Bild 13.

Die Schleusenfüllung und -entleerung geschah, wie oben, durch Grundläufe, und zwar aus der Schleusenmitte. Die Stichkanäle wurden noch nicht in der Mitte der beiden Versorgungsabschnitte (Viertelpunkte) massiert, sondern etwa gleichmäßig verteilt über die Schleusenlänge angeordnet. Die Restfüllung geschah durch Anheben des oberen Hubtores aus dem Oberwasser, die Restentleerung durch Anheben des unteren Hubtores in das Unterwasser.

Bei Betätigung der Füllschützen hintereinander — d. h. das Schütz für ein oberliegendes Becken wird erst geöffnet, wenn das untere Becken sein Füllwasser vollkommen abgegeben hat — konnte eine Annäherung an die beabsichtigte mittlere Hubgeschwindigkeit von 3 m/min nicht erreicht werden, da die notwendigen Zeiten für die jeweilige Restausspiegelung zur Entleerung jedes Sparbeckens unnötig die Gesamtfüllzeit vermehrten. Dies gelang erst durch das Ausnutzen eines Kunstgriffes, der Ejektorwirkung fließenden Wassers in einer geschlossenen Leitung. Beim Vorbeifließen von Wasser an einer anderen Seiteneinmündung wird ein Sog auf diese Einmündung ausgeübt, der den Abfluß aus dieser Nebeneinmündung verstärkt. Genau das gleiche sollte im vorliegenden Fall zur Beschleunigung der langwierigen Restausspiegelung des Unterbeckens ja erreicht werden. Das bedeutete im vorliegenden Fall das Öffnen des Schützes des oberliegenden Sparbeckens vor dem Schließen des Schützes des unterliegenden Sparbeckens, also eine übergreifende Bedienung der Füllschützen. Die Ejektorwirkung war so groß, daß ohne rechtzeitiges Schließen des unteren Schützes die untere Sparkammer weit unter ihren vorher bestimmten festen Wasserstand abge-

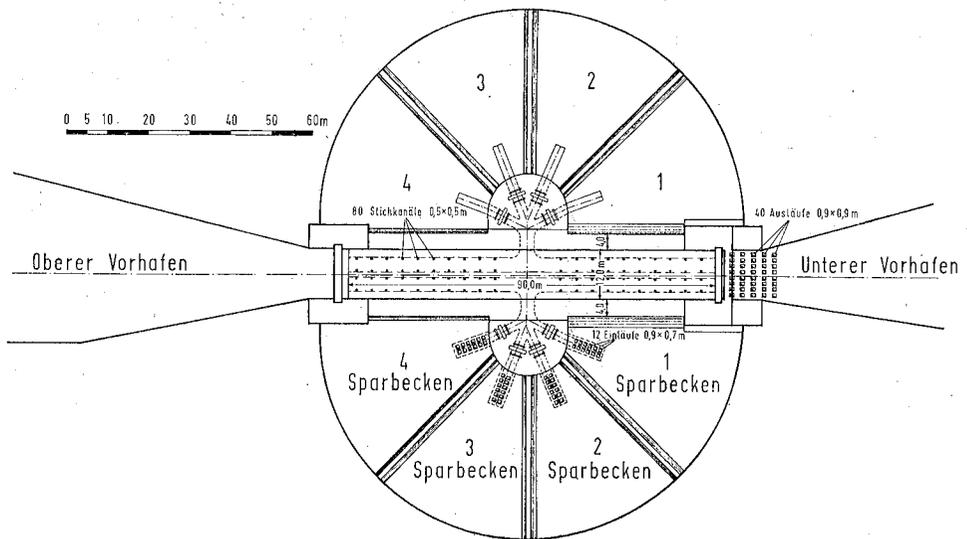


Bild 13  
Sparschleuse Henrichenburg im Grundriß

saugt worden wäre. Es mußte daher ein besonderer Schützen-Bedienungsplan eingezeichnet werden, was durch elektronische Steuerung der Schützen ohne weiteres möglich war. Bild 14 zeigt das Ergebnis sowohl für die Schleusenfüllung als auch für die Schleusenentleerung.

Es wurde erreicht, daß die Hubkurve nahezu eine Gerade bleibt, daß also Änderungen des  $\frac{dQ}{dt}$  — also Änderungen der Schleusungswassermenge mit der Zeit — die die besondere Veranlassung für Gefälleschwankungen und damit Wasserspiegelschwingungen in der Schleuse sind, außerordentlich klein gehalten werden konnten. Durch die Sparbecken selbst wurden kaum nennenswerte Strömungskräfte auf das Schiff verursacht. Es fällt auf, daß Kräfte erst durch die Restentleerung in das Unterwasser in den Schleusungsvorgang eingetragen werden. Um zu zeigen, wie groß die Einsparung an Füll- und Entleerungszeit durch die Ausnutzung der Ejektorwirkung und der dadurch bedingten übergreifenden Schützenbedienung sein kann, wurde für die gleichen äußeren Bedingungen — aber ohne übergreifende Schützenbedienung — die notwendige Füll- und Entleerungszeit ermittelt. Die Füllzeit wird von 285 s auf 550 s und die Entleerungszeit von 334 s auf 656 s vergrößert, ohne daß die auftretenden Kräfte vermindert werden. Die mittlere Hubgeschwindigkeit sinkt von 2,90 m/min auf 1,50 m/min und die mittlere Entleerungsgeschwindigkeit von 2,47 m/min auf 1,28 m/min.

Eine Untersuchung für eine Sparschleuse muß den Fall mit einschließen, daß das eine oder andere Sparbecken im Betrieb ausfällt. Wie ändern sich die Zeiten und der dann notwendige Betrieb? Von diesen Untersuchungen soll hier nur gesagt werden, daß der Schleusungsbetrieb trotzdem mit nur geringen Zeitverlängerungen aufrechterhalten werden kann. Auch die Berücksichtigung einer so einschneidenden Naturgegebenheit wie das Abnehmen der Schleusenhubhöhe durch den Bergbau von 13,75 m auf 5,75 m konnte nach Ausschalten des obersten Sparbeckens gelöst werden. Die dabei im Laufe der Jahre zu beobachtenden oberen und unteren Wasserspiegellagen in den Sparbecken bringt Bild 15.

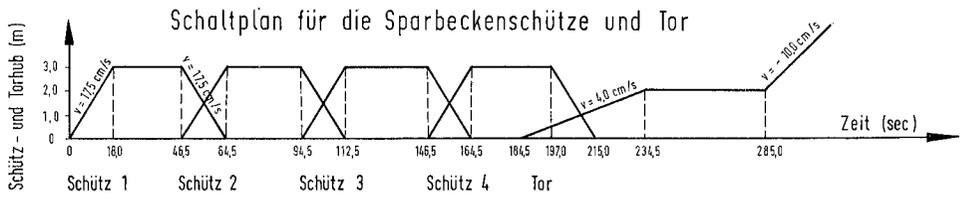
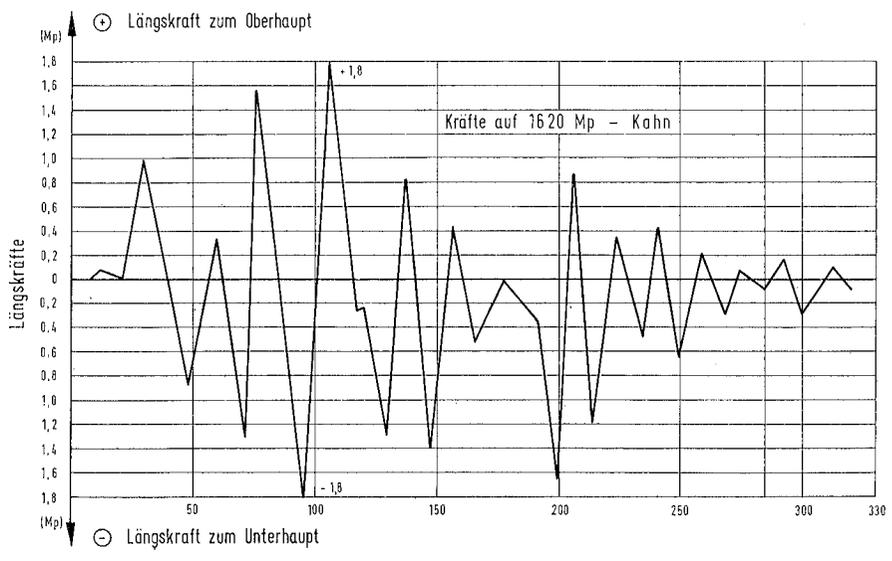
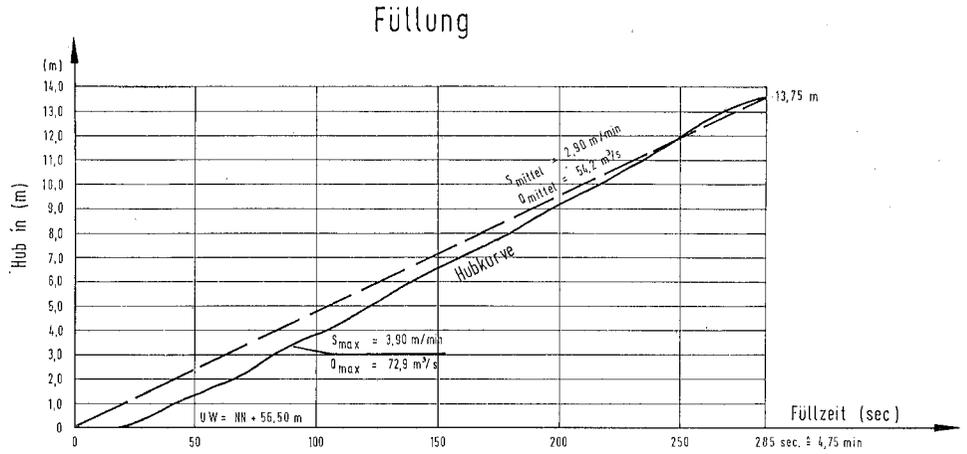


Bild 14 a  
Füllung der Sparschleuse

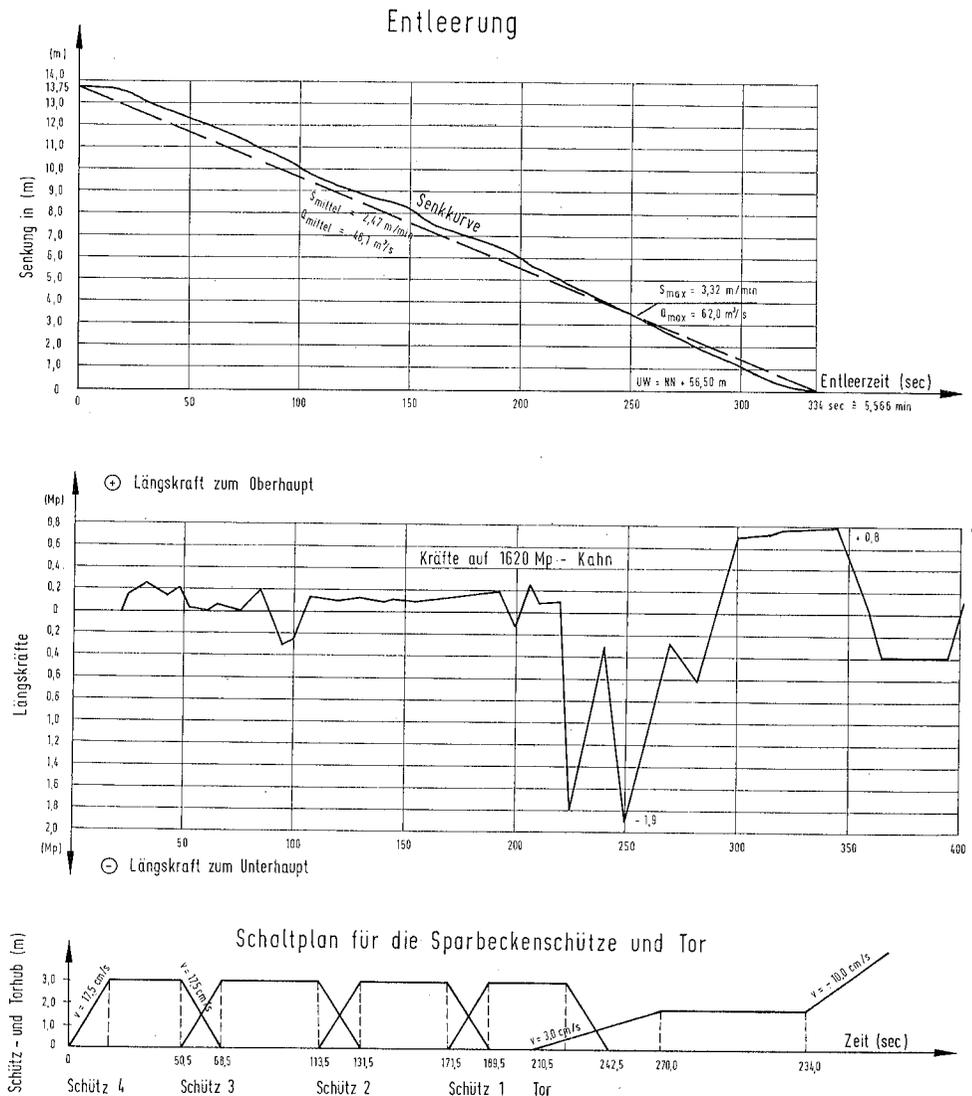


Bild 14 b  
Entleerung der Sparschleuse

Wie bereits erwähnt, wurden die maßgebenden Kraftwirkungen auf das zu schleusende Schiff erst durch die Restfüllung und -entleerung eingetragen. Dies ist erklärlich, weil dabei die Füllungsart (oder Entleerungsart), die von den Sparbecken her aus der Mitte heraus zweiseitig geschieht, ungeändert wird in eine einseitige Füllung oder Entleerung. Hierbei kommen die Stichkanäle auf die ganze Schleusenlänge erst nacheinander zur Wirkung. Dadurch mußten Wasserspiegelschwingungen in den Schleusenvorgang eingetragen werden. Dieser Nachteil kann weitgehend verhindert werden, wenn nach dem weiter vorn Gesagten die Stichkanäle in den Viertelpunkten massiert werden und für die Restfüllung oder -entleerung die Grundläufe zu diesen Stichkanalgruppen --

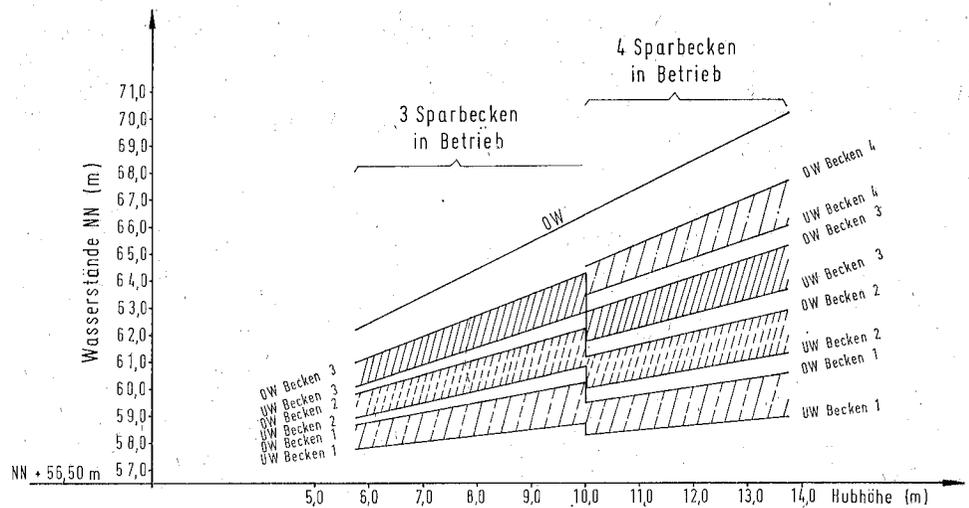


Bild 15  
Sparbecken-Wasserstände in Abhängigkeit von der Hubkurve

wie oben beschrieben — voneinander getrennt werden. Für die vorliegende Sparschleuse könnten mit Sicherheit mittlere Hub- oder Sinkgeschwindigkeiten von 4 bis 4,5 m/min erreicht werden, also Geschwindigkeiten, die dem Hebewerk nicht nachstehen.

#### d) Obere und untere Vorhäfen

##### Allgemeines

Der Vorhafen dient in der Hauptsache einer sicheren Zufahrt zur Schleuse. Seine Abmessungen müssen so gewählt werden, daß die Einfahrtverhältnisse vom Strom in den Schleusenkanal — der ein Stillwasserkanal ist — auch noch bei HSW nautisch möglich ist. Denn bei hohen Wassermengen bestimmt diese Einfahrtmöglichkeit die Benutzbarkeit der Schleusenanlage.

Im Übergangsbereich zwischen Strom und Vorhafen entstehen Ablösungswirbel und Walzen, die das Schiff quer zu seiner Fahrtrichtung treffen und ablenken. Die Länge des Vorhafens, insbesondere des oberen Vorhafens, wird durch die Abmessungen des größten Schiffes bestimmt und durch die Forderung, daß dieses Schiff die erwähnte Übergangszone bei verminderter Geschwindigkeit noch sicher durchfahren kann, ohne größere Verdrehungsmomente und Querkräfte aufnehmen zu müssen.

Die Verdrehungsmomente sind abhängig

1. vom Abzweigwinkel,
2. von der Fließgeschwindigkeit,
3. vom Krümmungsradius des Flusses oberhalb der Abzweigstelle.

$M_{\max} = 11-15 \text{ tm}$ ,  $Q_{\max} \sim 1,5 \text{ t}$  sollen nicht überschritten werden.

Die Berücksichtigung dieser Werte bedingt, daß im oberen Vorhafen keine größere Querströmung als 0,2 m/s auftreten soll, im unteren Vorhafen 0,3 m/s. Die absolute Länge des Vorhafens soll so gewählt werden, daß das Schiff auch im Hafen selbst zum

Stillstand kommen kann. Zu beachten ist, daß bei abnehmender Schiffsgeschwindigkeit auch die Steuerfähigkeit des Schiffes abnimmt, und zwar mit dem Quadrat des Geschwindigkeitsunterschiedes zur Flußgeschwindigkeit. Sinkt dieser Wert auf  $\frac{2}{3}$ , so beträgt die Steuerfähigkeit  $(\frac{2}{3})^2 = \frac{1}{2}$ , bei halber Fahrt aber  $(\frac{1}{2})^2 = \frac{1}{4}$ .

#### Liegeplätze im Vorhafen

Der Vorhafen dient ferner als Warteplatz, falls die Schleuse belegt ist, d. h. es wird ein Betriebsliegeplatz benötigt, der mindestens zwei Regelschiffe aufnehmen soll. Die Rationalisierungsbestrebungen der Schifffahrt lassen den Drang zum Einsatz größerer Schiffsverbände erkennen. Als Regelschiff gilt für Neckar und Mosel das 1350-t-Schiff (80 × 9,5). Bei der Mosel muß ferner der moderne Schubverband mit rd. 172 m Länge berücksichtigt werden. In vielen Fällen wird der Schleusenvorhafen auch als Schutzhafen bei Hochwasser benötigt. Je nach meteorologischen Bedingungen sind einzelne Staustufen — meist in unmittelbarer Nähe von Industriezentren — im Betrieb durch Nebel behindert. In solchen Fällen ist es vorteilhaft, wenn diese Vorhäfen der Schifffahrt leichte und sichere Anlegemöglichkeiten bieten. Dies ist dann der Fall, wenn die Vorhäfen durch senkrechte Ufereinfassungen — Spundwände oder offene Leitwerke mit relativ eng stehenden Dalben — ausgerüstet sind.

Der Vorhafen der iEngangsstaustufe sollte je nach Verkehrsaufkommen besonders groß bemessen werden, um das Anpassen des vom freien Fluß unbehindert eintreffenden Verkehrs an den Takt des Schleusenverkehrs zu ermöglichen. Ähnliches gilt für Vorhäfen in der Nähe eines großen Binnenhafens, weil auch hier mit einem Stoßbetrieb gerechnet werden muß, der einigen Auffangraum erfordert. Zu den üblichen Betriebsliegeplätzen kommen also noch Ruheliegeplätze für längeres Warten und Liegeplätze für Sonderfahrzeuge.

Auch bei Doppelschleusen kann die Schifffahrt nur selten damit rechnen, daß sie bei der Ankunft an einer Staustufe eine offene Schleuse vorfindet. Dies liegt zunächst an den meist unterschiedlichen Abständen der Staustufen, an den unterschiedlichen Motorenleistungen der zur Zeit fahrenden Schiffe und deren Abmessungen, sowie an den recht unterschiedlichen nautischen Fähigkeiten der Schiffsführer. Daher müssen auch die Vorhäfen von Doppelschleusen für jede einzelne Kammer in ausreichendem Umfang Betriebsliegeplätze aufweisen.

#### Ufereinfassung

Dalben und Ufereinfassungen sollen so ausgebildet sein, daß die Schiffe auch bei sehr hohen Wasserständen ruhig liegen und nicht über das Leitwerk treiben können, d. h. es müssen einzelne Pfähle, die mit Haltekreuzen bzw. Pollern ausgerüstet sind, ggf. bis HHW hochgeführt werden. Dabei ist es jedoch nicht erforderlich, das rechnerische HHW abzusichern, falls dieses zu außergewöhnlich hohen Konstruktionen führt. In einem solchen — sehr selten eintretenden — Fall können sich die Schiffe durch Absetzen von Ankern gegen Abtreiben sichern.

#### Breite der Vorhäfen

Bei Einkammer-Schleusen soll der Vorhafen so breit sein, daß ein Regelschiff im Hafen auf Schleusung warten kann, während ein weiteres in sicherem Abstand an ihm vorbei aus- oder einfährt.

Bei Doppelschleusen soll dementsprechend die doppelte Breite vorhanden sein. Wie die Praxis zeigt, lassen die örtlichen Verhältnisse nicht immer diese Maße zu, was dann je nach Verkehrsaufkommen zu Verzögerungen im Betrieb führen kann. Soweit es sich

aus örtlichen Gegebenheiten nicht vermeiden läßt, daß die Stauanlage in eine Stromkrümmung gelegt werden muß, ist der Vorhafen abhängig vom Krümmungshalbmesser entsprechend zu verbreitern.

Die Mindesttiefe im Vorhafen muß 1,0 m mehr als die größte Tauchtiefe des Regelschiffes betragen, also wenigstens 3,5 m, besser sind 4,0 m. Sofern mit zeitweiligen Stauabsenkungen zu rechnen ist, muß die Sohle so vertieft werden, daß der Vorhafen als Sicherheitshafen benutzt werden kann.

Die Betrachtung von ausgeführten Beispielen soll wegen der Vielfalt der Gegebenheiten nur auf zwei an den Rhein anschließende Stromgebiete beschränkt werden, nämlich auf die Mosel und auf den Neckar.

Die Mosel wurde zügig in wenigen Jahren zum Schiffahrtsweg ausgebaut. Es konnte erreicht werden, daß alle Vorhäfen nach einem einheitlichen Plan ausgeführt wurden. Daher genügt es, wenn hier nur ein Beispiel erläutert wird.

Die Kanalisierung des Neckars erstreckte sich über einige Jahrzehnte. Dies bedeutet, daß die Grundsätze bei Beginn des Ausbaues vor mehr als 40 Jahren heute nicht mehr in allen Punkten mit den Anforderungen des modernen Verkehrs übereinstimmen. Der Ausbau der Vorhäfen, d. h. die Anpassung der vorhandenen Vorhäfen an den Verkehr, ist daher noch immer im Gange, und es soll an einigen Beispielen erläutert werden, mit welchen Mitteln die Modernisierung erfolgte.

Der starke Verkehr auf dem Neckar,

1963: 31 518 Fahrzeuge

1967: 30 618 Fahrzeuge

mit je rd. 12 Mio Gütertonnen bringt es mit sich, daß auf der s. Zt. rd. 182 km langen Strecke je Tag etwa 330 Schiffe in Fahrt sind und rd. 120 in den Häfen zum Löschen oder Beladen liegen. Der Ausbau der vorhandenen Vorhäfen an den Neckarstauufen, der im allgemeinen eine Verbreiterung um rd. 10,25 m vorsieht, muß so vorgenommen werden, daß der Verkehrsablauf nur unwesentlich behindert wird. Fertigteil-Bauweisen tragen hierzu bei.

Bild 16 zeigt die Herstellung eines Leitwerks. Das Baugerät liegt außerhalb des Fahrwassers. Das Bohren von Löchern  $\phi$  60 in den anstehenden Fels, das Versetzen der Stahlpfähle PSp 35 L und das Einbauen der stählernen Leitbohlen, die mittels einer Zwischenkonstruktion und Bolzen an die Pfähle federnd angeschlossen werden, erfolgt ohne Behinderung der Schifffahrt. Ein ähnliches Leitwerk mit geramnten PSp-35-Pfählen wurde im oberen Vorhafen der Schleuse Horkheim erstellt. Jeweils nach Befestigen der Leitbohlen mit Bolzen  $\phi$  70, was sofort nach dem Rammen des Pfahles erfolgte, war das Leitwerksstück betriebsfertig.

Der Ausbau des Vorhafens der Staustufe Neckargemünd wurde gleichlaufend mit dem Ausbau der dicht am Ufer verlaufenden Bundesstraße 27 vorgenommen.

Der untere Vorhafen wurde als HW-Schutzhafen so eingerichtet, daß er bis zum höchsten rechnerischen Hochwasser noch sichere Liegeplätze bietet. Die Uferwand aus Spundbohlen erhielt alle 25 m HW-Pfähle, die rd. 3,50 m über die Spundwand hochgeführt wurden und etwa alle 1,0 m in der Höhe eine Haltevorrichtung aufweisen. In die Ufermauer zwischen Leinpfad und Straße sind Halteringe als zusätzliche Befestigungsmöglichkeit bei HHW eingelassen. Die talwärts anschließende Krümmung wurde mit 4 torsionssteifen Federdalben versehen. Diese „Federdalben“ sind durch eine tiefe Einspannung, die erst 2,5 m unter der Flußsohle beginnt, gekennzeichnet.

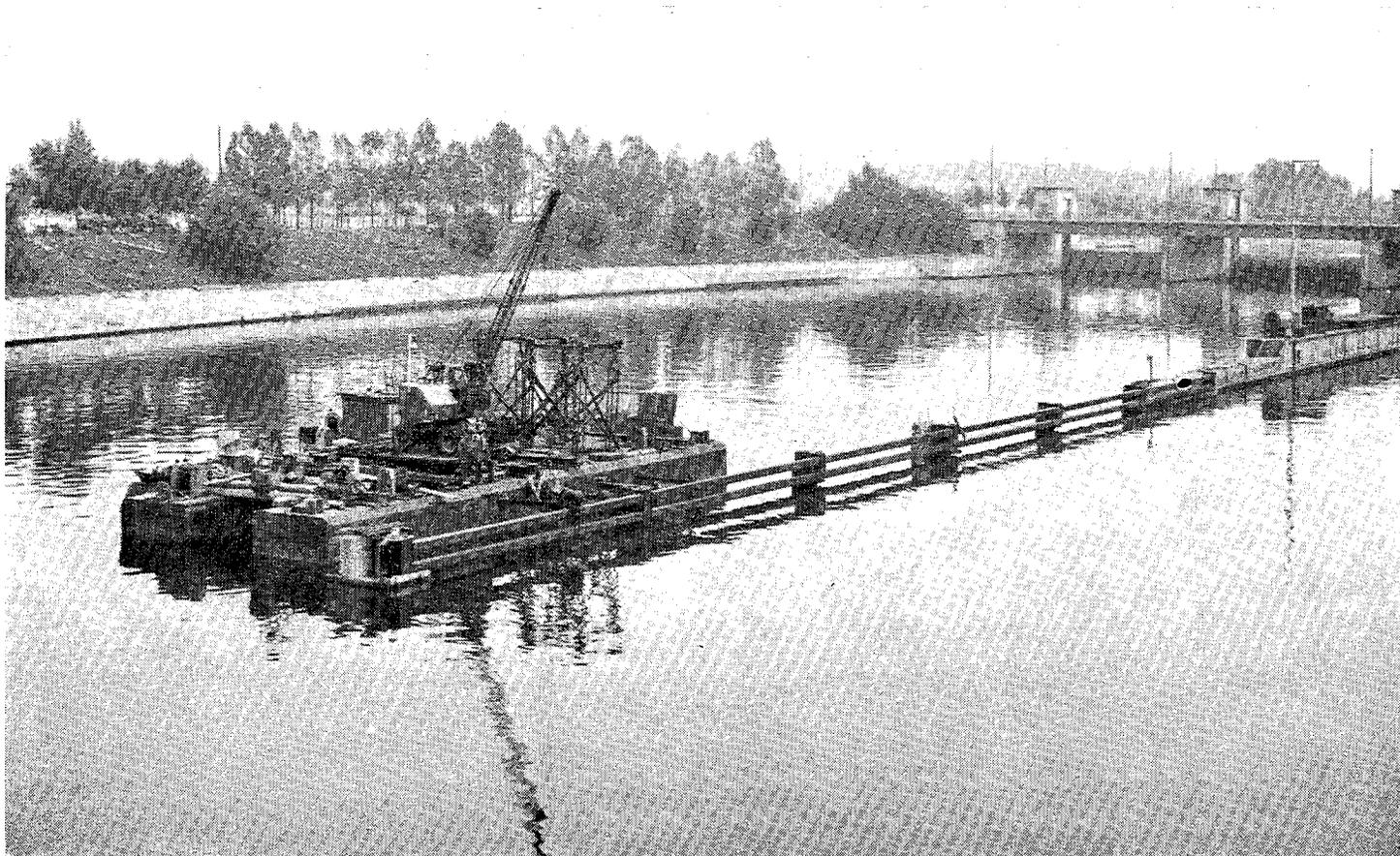


Bild 16  
Einbau eines Leitwerkes ohne Behinderung der Schifffahrt im Unterwasser der Staustufe Heilbronn/Neckar

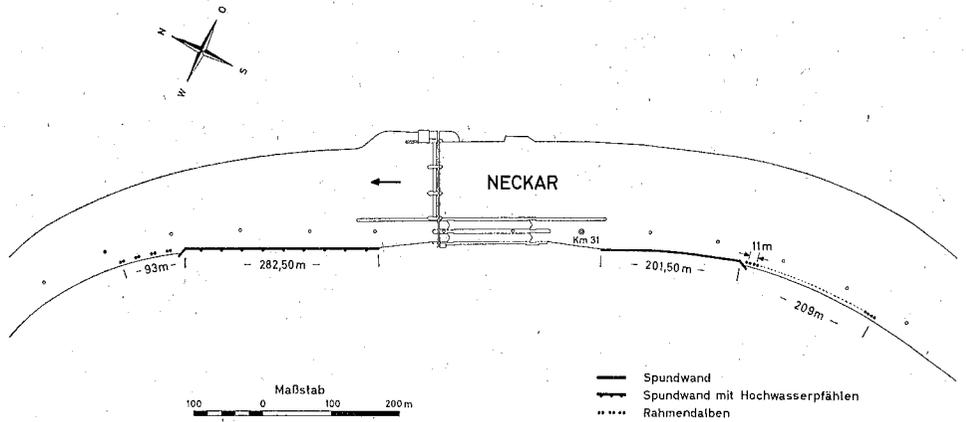


Bild 17  
Staustufe Neckargemünd

Der obere Vorhafen dieser Zwillingschleuse muß bei höheren Wassermengen bis HSQ für die Talfahrt verkehrsregelnd wirken, weil an der nächsten Staustufe keinerlei Liegeplätze geschaffen werden können. Daher wurde das linke Vorhafenufer mit einer Spundwand von rd. 200 m Länge ausgestattet. Die anschließende Krümmungstrecke wurde mit einem offenen Leitwerk aus zweipfähli gen Rahmendalben mit je 11,0 m Abstand ausgerüstet. Diese Dalbenstrecke kann bis HHW als sicherer Liegeplatz benutzt werden, weil jeweils 1 Pfahl des Rahmendalbens ausreichend hochgeführt wurde.

Als Beispiel für Vorhäfen in einer Krümmung wird die Staustufe Horkheim angeführt.

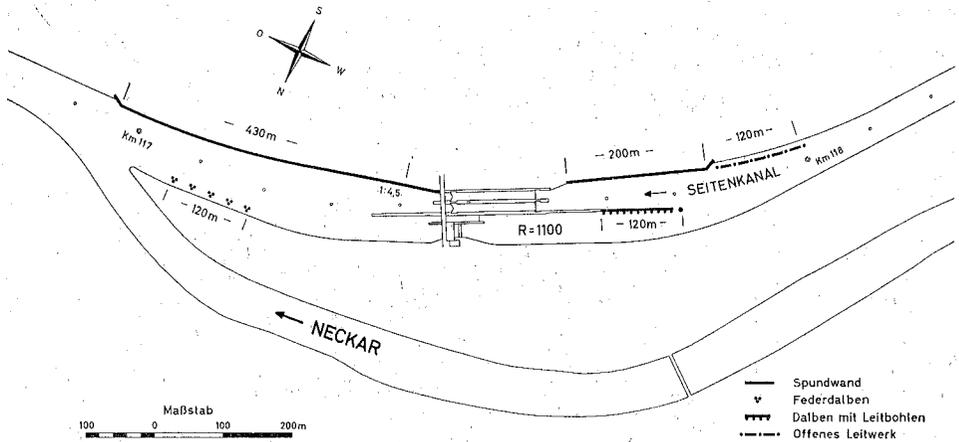


Bild 18  
Staustufe Horkheim

Beim Ausbau der 2. Schleuse wurden die Vorhäfen in großem Umfange mit senkrechten Uferbefestigungen versehen. Im unteren Vorhafen wurden auf der linken Seite erstmalig 8 „federnde“ Dalben mit einer Höhe von 2,25 m über Normalstau eingebaut. Diese Lösung wurde gewählt, weil wegen des hochanstehenden Muschelkalkes ein Rammen nicht möglich war. Die Bohrlöcher  $\phi 70$  wurden verrohrt, und nach Einstellen der torsionssteif verbundenen 3pfähligen Dalben wurden die einzelnen Pfähle, die durch

Laschen entsprechend dem Momentenverlauf verstärkt waren, jeweils 0,3 m hoch einbetoniert. Darüber wurde rd. 2,0 m Sand eingefüllt. Innen wurden die Pfähle rd. 1,5 m mit Beton verfüllt, darüber wieder rd. 1,5 m Sand. Damit wurde die freie Länge des Dalbens rd. 3,30 m unter Vorhafensohle vergrößert.

Die Dalben wurden für einen Trossenzug von 25 t (für 3 Pfähle) und für ein Arbeitsvermögen von 6,0 tm ausgelegt. Eingehende Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, ergaben, daß die Ergebnisse der statischen Berechnung mit den durch Anfahrversuche festgestellten Werten gut übereinstimmen. Allerdings werden die 3 Pfähle des Dalbens nicht gleichmäßig beansprucht. Der Schiffsstoß erfolgt exzentrisch zur Dalbensystemmitte, und aus konstruktiven Gründen wird die Durchbiegung des angefahrenen Pfahles nicht auf die beiden anderen Pfähle gleichmäßig übertragen. Auf Grund der guten Erfahrungen wurden ähnliche Federdalben noch an einigen anderen Staustufen eingebaut.

Das rechte Ufer des unteren Vorhafens wurde mit einer senkrechten Betonwand besonderer Art im tiefen Wasser ausgebaut. In dem bereits erwähnten Muschelkalk wurden alle 3,0 m Peiner-Träger eingebohrt und einbetoniert. Der Zwischenraum wurde mit rd. 3,0 m langen Fertigbetonteilen von 0,5 m Höhe ausgefüllt. Dahinter wurde der Zwickel zwischen Ufer- und Fertigbetonteilen bis zum Wasserspiegel mit Unterwasser-schüttbeton ausgefüllt. Über Wasser wurde eine Stahlbeton-Winkelstützmauer aufgebaut. Dabei werden die Peiner-Träger bis OK Winkelstützmauer hochgeführt.

Der obere Vorhafen liegt am Ende eines rd. 3 km langen Seitenkanals. Das linke Leitwerk aus massiven Einzeldalben wurde durch Einbau von Leitbohlen aus Spundwandstahl, die mittels Gummifendern den Schiffsstoß auf die Massivdalben abmindern können, verbessert, so daß die Aus- und Einfahrt in die linke Kammer ohne wesentliche Beeinträchtigung durch die Strömung zum Kraftwerk erfolgen kann.

Zur Schaffung von weiteren Ruheliegeplätzen wurde am rechten Ufer im Anschluß an die Spundwand des Betriebsliegeplatzes ein rd. 120 m langes offenes Leitwerk aus gerammten Peiner PSp-Pfählen und eingehängten Spezialleitbohlen erstellt, das in seiner Ausführung der Form auf Bild 16 ähnelt. Diese Bauweise ergibt eine kettenartige Verbindung aller Teile des Leitwerks. Obgleich die Konstruktion zeitweilig recht heftige Schiffsstöße aufnehmen muß — weil die Fahrzeuge im Kraftwerksstrom anlegen müssen — sind in den 6 Betriebsjahren bei 12 000 bis 15 000 Fahrzeugen je Jahr keinerlei Beschädigungen aufgetreten.

Während am Neckar bei Mittelwasser rd. 148 m<sup>3</sup>/s und beim höchsten Schiffahrtswasserstand maximal 450 m<sup>3</sup>/s abfließen, ist bei der Mosel ein HSQ von rd. 1 400 m<sup>3</sup>/s zu berücksichtigen, das MQ liegt bei 263 m<sup>3</sup>/s. Die Schiffahrtsdauer ist damit bei der Mosel um rd. 2 Monate länger als bei HSQ, das dem Zustand auf dem Neckar entsprechen würde. Die bei HSQ naturgemäß gegebenen hohen Wassergeschwindigkeiten im Strom bedingen besondere Maßnahmen, um der Schiffahrt einen sicheren Übergang vom Strom in den Vorhafen und umgekehrt zu ermöglichen (5).

Das Prinzip der Moselvorhäfen soll am Beispiel der Staustufe St. Aldegund erläutert werden.

Der untere Vorhafen ist landseitig mit einer Leitwand von rd. 160 m Länge in Verlängerung der Kammerwand ausgerüstet. Zur Ablenkung der Wehrströmung wurde das untere Ende der flußseitigen Liegemole leicht zum Fluß hin gekrümmt. Es wird dadurch nicht nur die Ein- und Ausfahrt erleichtert, sondern das Geschiebe des Flusses wird vom Ablagern in der Vorhafeneinfahrt abgelenkt. Dadurch werden zugleich verkehrshindernde Baggerungen im Vorhafen vermindert.

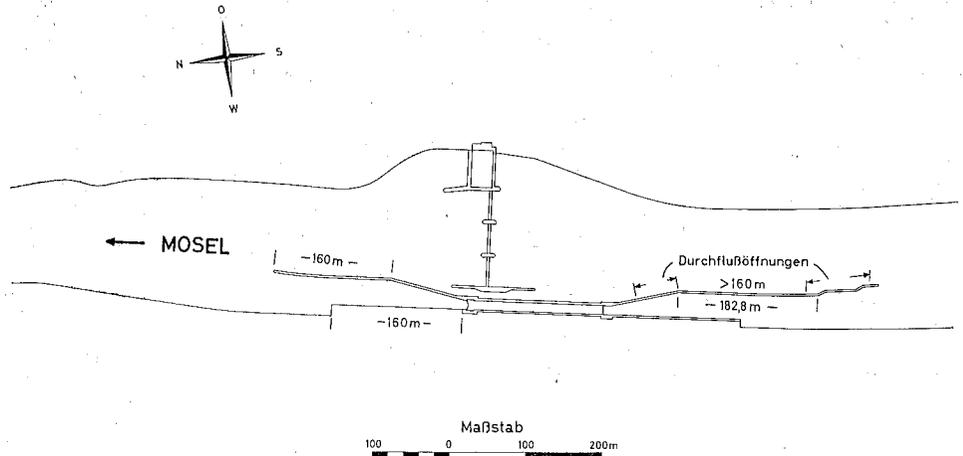


Bild 19  
Staustufe St. Aldegund

Im oberen Vorhafen wurde die landseitige Kammerwand als Leitwand verlängert. Sofern der zu erwartende Verkehrszuwachs einmal den Bau einer zweiten Kammer erfordern wird, kann diese Leitmauer auch für die zweite Kammer die sichere Einfahrt von großen Schubverbänden ermöglichen. Außerdem ist es dann von Vorteil, daß die gegenseitigen betrieblichen Einflüsse der nicht im Verbund arbeitenden Schleusen auf ein Minimum reduziert werden. Die wasserseitige Begrenzung des oberen Vorhafens ist so ausgebaut, daß die Schifffahrt bis zu einem  $HSQ = 1\,350\text{ m}^3/\text{s}$  möglich ist. Diese Leitwand mit einer Gesamtlänge von rd. 350 m ist mehrfach abgelenkt und hat Einrichtungen erhalten, die den Strömungsdruck auf den Mund des Vorhafenkanals verkleinern, aber den Wasserabfluß nur in einem bestimmten Umfang behindern, da durch den Vorhafen ein Anteil der Flußbreite von fast 40 % abgeschnitten wird. Der Betriebsliegeplatz weist eine Länge von 160,0 m auf und ist mit einer rd. 90 m langen Schräge 1 : 4 an das Oberhaupt der Schleuse angeschlossen. Der Liegeplatz — einschl. Sicherheitsabstand vom ein- bzw. ausfahrenden Schiff — hat eine Breite von 32 m.

In den Schrägen und in einer rd. 100 m langen Endstrecke sind zahlreiche Öffnungen in die Leitwand eingefügt, wobei die größten Öffnungen am Beginn des Leitwerks angeordnet wurden. Durch die teilweise Durchströmung des Vorhafens und durch die Abwinkelung wurde erreicht, daß die zulässige Querströmung bei dem Grenzmaß von 0,2 m/s blieb.

Abschließend soll noch bemerkt werden, daß alle Maßnahmen, die den Strömungsdruck auf die Vorhafeneinfahrt verkleinern, auch die auf das Schiff wirkenden Querkräfte verkleinern. Dies ist wichtig besonders bei längeren Oberkanälen, in denen keine oder nur eine geringere Geschwindigkeit herrscht als im Fluß. Entsprechend dem Gesetz von Bernoulli ist der Wasserspiegel im Kanal höher als im Fluß. Es bildet sich ein periodisches Füllen und Entleeren des Kanals aus. Daher unterliegen die sich ebenfalls periodisch verändernden Gestalten der großen Ablösungswalzen und damit die Verdrehungskräfte auf das Schiff einem periodischen Wechsel. Der Schifffahrt sind diese Perioden unbekannt, daher ist ein entsprechendes, vorheriges Ruderlegen zum Ausgleich dieser Querkräfte nicht möglich. Die aufgeführten Beispiele, insbesondere St. Aldegund, zeigen, wie eine Abhilfe möglich ist.

**Schriftumsverzeichnis**

- [1] DEHNERT, H.: Schleusen und Hebewerke. Springer-Verlag, Berlin, 1954, Handbibliothek für Bauingenieure.
- [2] WEHRSCHEITZ, F.: Füll- und Entleerungssysteme von Schiffsschleusen mit großen Fallhöhen. Mitt. des Inst. für Wasserwirtschaft, Grundbau und konstrukt. Wasserbau der TH Graz, Heft 7, Graz 1962.
- [3] KOHLER, F.: Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten. Springer-Verlag, Berlin, 1956.
- [4] KRUMMET, R.: Schwingungsverhalten von Verschlussorganen im Stahlwasserbau bei großen Druckhöhen, insbesondere von Tiefschützen. Zeitschrift „Forschung im Ingenieurwesen“ Bd. 31 (1965) Nr. 5, S. 133—141. VDI-Verlag GmbH., Düsseldorf.
- [5] JAMBOR, F.: Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten. Mitteilungsbl. der BAW Nr. 15.
- [6] GRAEWE: Fahrwasserverbreiterungen bei Binnenschiffahrtskanälen in Krümmungstrecken. Die Bautechnik (1967) Heft 6.

## Abteilung I — Binnenschifffahrt

### Thema 4

**Wahl der Einflußgrößen und Bestimmung der Methoden zum Ermitteln der Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße, vor allem unter Berücksichtigung der Zusammensetzung der Binnenflotte und der wirtschaftlichen Erwägungen. Anwendung auf vorhandene Wasserstraßen.**

von

Dipl.-Ing. Werner Behle, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster; Dipl.-Ing. Joachim Michael, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Münster; Dipl.-Ing. Ulrich Plate, Oberregierungsbaurat, Neubauamt Nord-Ostsee-Kanal, Rendsburg; Dipl.-Ing. Emil Renner, Präsident, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Würzburg; Dipl.-Ing. Burkart Rümelin, Präsident, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Stuttgart; Prof. Dr. F. J. Schroiff, Schiffahrtsverband für das westdeutsche Kanalgebiet, Dortmund; Prof. Dr.-Ing. Gerhard Wiedemann, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium, Bonn.

### Zusammenfassung

Es werden Einflußgrößen und eine Methode zum Ermitteln der Leistungsfähigkeit einer Strecke einer Wasserstraße ohne Schleuse behandelt. Auf den Ablauf des Verkehrs auf einer Wasserstraße haben nicht nur die physikalisch-geometrischen Abmessungen von Schiff und Wasserstraße, sondern auch das Verhalten des Menschen als Schiffsführer Einfluß. Die Schwierigkeit besteht darin, diesen Einfluß meßbar einzugrenzen.

Dies ist möglich durch Unterscheidung von verschiedenen Güteklassen im Verkehrsablauf, die von der Verkehrsdichte abhängen. Sie ist für typische Bewegungsfälle, die für die Güteklassen maßgebend sind, bestimmbar.

Für die wichtigsten Bewegungsfälle für das Regelschiff und einen zweispurigen Kanal werden relative Verkehrsdichten ermittelt. Daraus ist für eine Strecke und einen gewählten Verkehrsablauf die zulässige Verkehrsdichte (Fahrzeuge/Streckeneinheit) zu bestimmen. Über den Zusammenhang Verkehrsmenge (Fahrzeuge/Zeiteinheit) gleich Verkehrsdichte mal Geschwindigkeit,  $M = D \cdot v$ , folgt die betrieblich-technische Leistungsfähigkeit als Grenzwert der Verkehrsmenge (Fahrzeuge/Zeiteinheit)  $L \leq M$  (Fahrzeuge/Zeiteinheit). Die verkehrliche Leistungsfähigkeit in Tragfähigkeits- oder Ladungstonnen/Zeiteinheit läßt sich daraus über mittlere Tragfähigkeit der verkehrenden Schiffe bzw. die mittlere Abladung errechnen.

Auf den Einfluß der Verkehrsschwankungen auf die Ausnutzung der Leistungsfähigkeit wird zum Schluß hingewiesen.

### Inhalt

	Seite
1. Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße in verkehrlicher und betrieblich-technischer Hinsicht .....	109
2. Wahl der Einflußgrößen .....	110
2.1 Definition der Leistungsfähigkeit .....	110
2.2 Einfluß des Menschen als Schiffsführer auf die Leistungsfähigkeit .....	110
2.21 Schwierigkeit der Messung .....	110
2.22 Verkehrsdichte als Kenngröße für die Einflußmöglichkeit des Menschen .....	111

2.3 Verkehrsichte und Güte des Verkehrsablaufs .....	111
2.31 Normalfall .....	111
2.32 Verkehr mit Einschränkung .....	112
2.33 Geregelter Verkehr .....	112
3. Methoden zum Ermitteln der Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße .....	112
3.1 Feststellungen über die verkehrenden Schiffe und die Fahrwasserverhältnisse	112
3.2 Relative Verkehrsichte .....	112
3.3 Relative Verkehrsichte typischer Bewegungsfälle .....	113
3.31 Überholen .....	113
3.32 Vermeiden von Begegnen in Fahrwasserengen .....	114
3.33 Abbiegen (Einbiegen) .....	115
3.34 Anlegen und Ablegen .....	116
3.35 Kreuzen .....	116
3.4 Verkehrsichte für eine Strecke und für gewählten Verkehrsablauf .....	116
3.5 Betrieblich-technische Leistungsfähigkeit einer Strecke .....	117
3.51 Fahrzeugstrom (Verkehrsmenge) pro Stunde, Einfluß der Geschwindigkeit .....	117
3.52 Fahrzeugstrom (Verkehrsmenge) pro Jahr, Einfluß von Fahrzeit, Betriebstage, Nachtfahrt .....	118
3.6 Verkehrliche Leistungsfähigkeit einer Strecke .....	118
3.61 Verkehrsgütermenge in Tragfähigkeitstonnen, Einfluß Tragfähigkeit der Schiffseinheit .....	118
3.62 Verkehrsgütermenge in Ladungstonnen, Einfluß der Ausnutzung der Tragfähigkeit .....	118
4. Leistungsfähigkeit und Verkehrsangebot .....	118
4.1 Schwankungen im Angebot .....	118
4.2 Bewertung der Schwankungen für die Abstimmung mit der Leistungsfähigkeit .....	119
5. Bemerkungen zur Methode .....	120

### **1. Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße in verkehrlicher und betrieblich-technischer Hinsicht**

Als Maßstab für die Leistungsfähigkeit der Wasserstraßen findet man verschiedene Angaben. Es ist häufig üblich, die Leistungsfähigkeit eines neuen Kanals in jährlichen Ladungstonnen auszudrücken. Diese Übung hat den natürlichen Ursprung, daß Wasserstraßenbauvorhaben oft von den Erwartungen an Ladungsangebot ausgehen. Die Größe der Jahresgütertonne (jato) ist aber ein grober Maßstab. Bedeutend mehr sagt die Leistungsfähigkeit in jährlichen Tragfähigkeitstonnen aus. Sie wird neuerdings im Verkehrswasserbau häufiger angewendet. Sie berücksichtigt auch den zum Transport der anfallenden Gütermengen jetzt nötigen oder in Zukunft zu erwartenden Bedarf an Leerschiffen. Diese belasten die Wasserstraße ebenso wie die ganz oder unvollkommen beladenen Schiffe und bestimmen daher die Leistungsfähigkeit stark mit. Für die Be-

ziehungen der Werte von Ladungstonnen und Tragfähigkeitstonnen stehen — für charakteristische Kanalstrecken getrennt, und zum Teil sehr unterschiedlich — statistische Unterlagen zur Verfügung. Die Werte des Jahres 1967 für die wichtigsten Schleusen des westdeutschen Kanalnetzes sind in Anlage 1 zusammengestellt.

Diese Werte der Leistungsfähigkeit beziehen sich auf die Transportmenge. Sie sind auf den wirtschaftlichen Effekt der Transportbewegungen auf den Wasserstraßen abgestellt. Sie kann man daher die verkehrliche Leistungsfähigkeit nennen. Diese Werte geben keinen Anhalt für eine Vorstellung über den Ablauf der Schiffsbewegungen auf der Wasserstraße selbst, d. h. die betrieblich-technische Leistungsfähigkeit der Strecke.

Der Verkehrswasserbauingenieur hat die Wasserstraßen und ihre Anlagen zu dimensionieren. Ihn muß daher die Belastung mit einer Zahl von Fahrzeugen, die etwa für eine veranschlagte Transportmenge ausreichen, interessieren. Man hat sehr intensiv die spezifisch wasserbauliche Arbeit der Querschnittsgestaltung von Kanälen für bestimmte Schiffgrößen [2] behandelt, man hat die schwierige Frage der Leistungsfähigkeit von Schleusen schon mehrfach erörtert. [3], [4] Für die Dimensionierung und Gestaltung der Strecken in Abhängigkeit vom Verkehr, für die Beurteilung von Maßnahmen, die den Verkehr regeln oder ordnen sollen, fehlen aber noch entsprechende Arbeiten. Man muß sich mit dem Ablauf der Schiffsbewegungen auf der Strecke unmittelbar beschäftigen, um auch hierfür wissenschaftlich fundierten Lösungen näherzukommen. Die folgenden Betrachtungen sind als erste Anregung zu dem Thema der Leistungsfähigkeit von Wasserstraßen auch in betrieblich-technischer Hinsicht gedacht. Sie beschränken sich zunächst auf Kanalstrecken und gewisse vereinfachende Annahmen über ihre Abmessungen und über den verkehrenden Schiffstyp.

## 2. Wahl der Einflußgrößen

### 2.1 Definition der Leistungsfähigkeit

Voraussetzung dafür, daß Transporteinheiten sicher und schnell über den Weg fahren können, ist, daß der Fahrzeugstrom  $M$  (Fahrzeuge/Zeiteinheit) in einem richtigen Verhältnis zu dem Weg steht.

Zur Definition des Begriffs der Leistungsfähigkeit der Strecke kann man daher der Formulierung von Schlums [1] folgen: „Wird ein Fahrzeugstrom so stark, daß er gerade noch von der Verkehrsanlage bewältigt werden kann, so ist die (mögliche) Leistungsfähigkeit erreicht.“ Die Leistungsfähigkeit  $L$  ist also nach dieser Definition mit einem Grenzfall des Fahrzeugstroms identisch und damit auch durch die Dimension: Anzahl Fahrzeuge je Zeiteinheit bestimmbar. Formelmäßig ausgedrückt, heißt das

$$L \leq M \text{ (Fahrzeuge/Zeiteinheit).}$$

### 2.2 Einfluß des Menschen als Schiffsführer auf die Leistungsfähigkeit

#### 2.2.1 Schwierigkeit der Messung

Die Antwort auf die Frage, wann eine Wasserstraße gerade noch den Fahrzeugstrom bewältigt, das heißt nach der im Mittel zuzulassenden Zahl der Fahrzeuge in der Zeiteinheit, wird aber dadurch erschwert, daß die Fahrt eines Schiffes zwar ein physikalischer Vorgang in Zeit und Raum ist, daß aber die Regelung von Richtung und Geschwindigkeit des Schiffes durch Menschen, die Schiffsführer, erfolgt, und zwar jeweils nach ihrer

individuellen Beurteilung der Lage. Die Fahrt ist also auch zugleich ein physiologisch-psychologischer Vorgang und damit der messenden Bewertung unmittelbar schwerer zugänglich. Alle Überlegungen, die nur die physikalischen — bis zu einem gewissen Grad auch noch die experimentell erfassbaren physiologischen — Bedingungen der Fahrt berücksichtigen, können daher keine ausreichenden Ergebnisse liefern. Sie sind notwendigerweise dadurch zu ergänzen, daß die mehr oder weniger großen Einflüsse des Ermessens und Verhaltens der Schiffsführer in irgendeiner Form berücksichtigt werden. Es ist klar, daß diese Ergebnisse — auf jeden Fall bei den ersten Versuchen — nicht so exakt sein können, wie physikalisch-technische Rechnungen. Aber man muß, wie auf anderen Gebieten heute, auch hier den Versuch unternehmen.

#### 2.22 Verkehrsdichte als Kenngröße für die Einflußmöglichkeit des Menschen

Wenn man das Handeln eines Schiffsführers während der Fahrt auf verschiedenen Strecken überprüft, kann man folgendes feststellen: je dichter der Verkehr wird, um so weniger frei ist der Fahrer in seinen Entscheidungen. Das wirkt sich z. B. darin aus, daß er auf seinen Vorder-, Hinter- oder Nebenfahrer immer mehr Rücksicht nehmen muß, daß schließlich Stockungen eintreten oder das Ziel überhaupt nur noch erreicht werden kann, wenn eine von Dritten gesteuerte Verkehrsregelung die Voraussetzungen dafür bietet. Man kann also drei Situationen, und zwar in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte  $D$  (Fahrzeuge/Wegeinheit) gut unterscheiden, je nachdem wie weit die individuelle menschliche Tätigkeit der Schiffsführer frei, beeinflußt oder nur noch auf die Bedienung der Regelorgane des Schiffs nach Anweisung durch Dritte festgelegt ist. Diese Situationen entsprechen drei Arten von Verkehrsablauf: freier Verkehr, Verkehr mit Einschränkungen und geregelter Verkehr. Diese Güteunterschiede des Verkehrsablaufs entziehen sich wegen ihrer Abhängigkeit von der feststellbaren Verkehrsdichte nicht völlig objektiver Beurteilung, wenn auch die Grenzen zunächst noch unscharf sein werden und sie in sich nicht „rein“ sein können.

Sie berücksichtigen aber in großen Umrissen auch die physiologisch-psychologischen Situationen der Fahrt.

#### 2.3 Verkehrsdichte und Güte des Verkehrsablaufs

Es erscheint danach richtig, vor die Antwort auf die Frage, wann eine Wasserstraße den Fahrzeugstrom bewältigt, die Entscheidung zu stellen, welche Güte des Verkehrsablaufs man zulassen will. Dies ist eine Ermessensentscheidung. Von ihr hängt aber die Leistungsfähigkeit der Strecke weitgehend ab.

##### 2.31 Normalfall

Als Normalfall wird man für eine Wasserstraße den freien Verkehr annehmen, d. h. die Situation, bei der sich die Masse der Fahrer auf einer Strecke individuell frei bewegen kann. Nach dem vorher Gesagten ist dies der Fall, wenn die Verkehrsdichte  $D$  (Fahrzeuge/Wegeinheit) so gering ist, daß dem Fahrer genug Raum und Zeit angeboten wird, seine Bewegungen mit großer Wahrscheinlichkeit ausführen zu können. Man kann einen Katalog von typischen Bewegungen aufstellen, etwa Fahren, Anlegen, Ablegen, Begegnen oder Überholen. Das Anbieten von Raum und Zeit muß selbst auf die Gefahr hin geschehen, daß ein Überfluß eingeplant wird. Nicht jedes Schiff wird z. B. auf jeder Fahrt jede Bewegung ausführen und daher den zur Verfügung gestellten Manöverraum voll ausnutzen. Dieser in der Informationstechnik als Redundanz bekannte Begriff des

Überflusses könnte auch hier hilfreich und nützlich sein. Die für diesen Normalfall als maßgebend anzusetzende Verkehrsdichte  $D$  wäre daher niedrig und mit einer nützlichen Redundanz behaftet.

### 2.32 Verkehr mit Einschränkung

Für bestimmte Strecken wäre auch denkbar, Verkehr mit Einschränkungen vorzusehen. Es wäre die Situation, daß gewisse Manöver, die viel Verkehrsraum beanspruchen, verboten werden. Der zur Verfügung gestellte Manöverraum kann dann kleiner sein. Es könnte, aber nur unter diesen Bedingungen, eine entsprechend höhere Verkehrsdichte zugelassen werden und damit der zulässige Fahrzeugstrom auf der Wasserstraße bei gleicher Geschwindigkeit und gleichem Sicherheitsabstand steigen. Die Leistungsfähigkeit wäre mit bestimmten Beschränkungen der Bewegungsfreiheit entsprechend größer.

### 2.33 Geregelter Verkehr

Geregelter Verkehr würde die dann noch vorhandenen Lücken (Redundanzen) in der Belegung des Weges, die zwischen einem Verkehr mit Einschränkungen und einem voll gesteuerten Verkehrsablauf liegen, ausnutzen. Er kann dies praktisch auch nur teilweise. Dieser Zustand höchster Verkehrsdichte erfordert einen sehr großen Aufwand für eine Lenkungsorganisation und hohe Fahrdisziplin der Schiffsführer. Er kann also nur in besonderen Ausnahmefällen zugelassen werden.

## 3. Methoden zum Ermitteln der Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße

Für die verschiedenen typischen Bewegungen oder Situationen, die ein Schiffsführer normalerweise während der Fahrt auf der Strecke ausführt bzw. antrifft, kann man unter vereinfachten Bedingungen ihren Raumbedarf und damit ihren Einfluß auf die Verkehrsdichte angeben. Tut man dies, so kann man durch Auswahl der zuzulassenden typischen Bewegungsfälle einen zahlenmäßigen Anhalt für die Verkehrsdichte und daraus für die Leistungsfähigkeit der Strecke bekommen.

Als Beispiel sollen folgende Fälle unter bestimmten Annahmen behandelt werden:

### 3.1 Verkehrende Schiffe und Fahrwasserverhältnisse

Es wird zunächst nur mit einem Schiffstyp als Regelschiff gerechnet. Gewählt ist das selbstfahrende Europa-Schiff mit den Abmessungen  $80 \times 9,50 \times 2,50$  m und einer Tragfähigkeit von 1 350 t.

Als Wasserstraße wird ein zweischiffiger Kanal betrachtet, der ein Querschnittsverhältnis  $n = 7$  zwischen dem Kanalquerschnitt  $F$  und dem Schiffsquerschnitt  $f$ , eine Tiefe von 4,00 m, Böschungen 1 : 3 und eine Breite in der Sohle von 29,00 m hat, bei dem also die wasserbaulichen Voraussetzungen für eine moderne Schifffahrt nach neueren Erkenntnissen erfüllt sind. [2]

### 3.2 Relative Verkehrsdichte

Zweckmäßig ist es, um die unterschiedliche Wirkung der verschiedenen Bewegungsfälle auf die Verkehrsdichte klarer darstellen zu können, die Ergebnisse auf einen Vergleichsmaßstab zu beziehen. Hierfür wurde eine ungestörte Verkehrsdichte  $D_0$  gewählt.

Wenn keine Manöver möglich wären, wie etwa auf Schienenbahnen, und die Fahrer sich nur hintereinander in den Fahrzeugstrom einordnen und ungestört Kolonne fahren, könnte die größte mögliche Dichte  $D_0$  — die ungestörte Verkehrsdichte — erreicht werden. Sie ist durch Fahrzeuglänge  $S$  und Sicherheitsabstand  $a$  allein gegeben.

Der Sicherheitsabstand  $a$  ist für schnelle Verkehrsmittel, wie Bahn und Auto, von der Geschwindigkeit abhängig. Damit würde auch die Dichte eine Funktion der Geschwindigkeit sein. Bei den auf den Kanälen üblichen oder möglichen Geschwindigkeiten der Schiffe zwischen etwa 6 und 15 km/h kann aber in erster Näherung der Abstand  $a$  gleich und konstant angenommen werden. Als Sicherheitsabstand zwischen zwei Schiffen wird hier vorsichtshalber die  $1\frac{1}{2}$ fache Schiffslänge auf Grund der Faustregel Bremsweg = 1 Schiffslänge gewählt.

Die kleinste Strecke, die ein Schiff bei manöverfreier ungestörter Fahrt auf dem Kanal belegt, würde die ungestörte Verkehrsdichte  $D_0$  sein. Sie beträgt, bezogen auf 1 km,  $D_0 = \frac{1000}{S + a}$ . Bei einer Länge des Regelschiffs  $S = 80$  m und einem Abstand  $a = 120$  m, zusammen 200 m, würde  $D_0 = \frac{1000}{200} = 5$  Schiffe pro km sein.

### 3.3 Relative Verkehrsdichte typischer Bewegungsfälle

Im Normalfall sind aber auf der Wasserstraße Manöver zugelassen. Folgende Bewegungsfälle sind als typische für die Beurteilung des Raumbedarfs, bezogen auf  $D_0$  betrachtet worden: Überholen, Vermeiden von Begegnen in Fahrwasserengen, Abbiegen und Einbiegen, Anlegen und Ablegen, Fahrwasser-Kreuzen.

#### 3.31 Überholen

Auf Wasserstraßen finden in der Regel Überholungen von zwei Schiffen auf Grund der Geschwindigkeitsunterschiede der beiden Schiffe statt.

Die Überholstrecke ist für solche Überholung

$$U = \frac{S_1 + S_2 + a_1 + a_2}{v_1 - v_2} \cdot v_1 + S_1,$$

dann ist:

- $S_1$  Länge des Überholers in m
- $S_2$  Länge des Überholten in m
- $v_1$  Geschwindigkeit des Überholers in km/h
- $v_2$  Geschwindigkeit des Überholten in km/h
- $a_1$  Abstand zwischen den beiden Einheiten vor der Überholung in m
- $a_2$  Abstand zwischen den beiden Einheiten nach der Überholung in m

Nach den Feststellungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg und früheren Versuchen ist für das Überholen eine Differenz der Geschwindigkeiten von 30—40 % nötig. Als Beispiel wurden die Geschwindigkeiten  $v_1 = 15$  km/h,  $v_2 = 10$  km/h bzw.  $v_1 = 10$  km/h,  $v_2 = 6,6$  km/h, also  $\frac{v_1}{v_1 - v_2} = 3$  gewählt.

Da  $S_1 = S_2 = 80$  m und  $a_1 = a_2 = 120$  m ist, folgt  $U = 400 \cdot 3 + 80 = 1280$  m.

Das nächste auf der Überholspur entgegenkommende Schiff muß, wenn es seine Geschwindigkeit nicht ändern soll, bei Beginn des Überholmanövers soweit entfernt sein,

daß es mit dem Überholer erst frühestens bei Beendigung des Manövers zusammentrifft. Bei gleicher Geschwindigkeit  $v_1$  muß der Abstand  $\geq 2 U$  sein. Bei Geschwindigkeit  $v_2$  genügt die Strecke  $(1 + \frac{v_2}{v_1}) \cdot U$ .

Man kann annehmen, daß das Überholen gerade nach einer Begegnung begonnen ist. Dann wäre auf der Fahrbahn der Überholspur der Mindestabstand zweier Schiffe  $2 U = 2560$  m bzw.  $(1 + \frac{v_2}{v_1}) U = 2133$  m, statt „ungestört“  $S + a = 200$  m. Das hieße aber, wenn man das Verhältnis  $\frac{\text{Manöverraumbedarf eines Schiffes}}{\text{ungestörter Raumbedarf (S + a)}}$  mit  $m$  bezeichnet, daß statt  $m = \frac{2560}{200} = 12,8$  rd. 13 bzw.  $m = \frac{2133}{200} = 10,7$  rd. 11 Schiffen im ungestörten Fall nur 1 Schiff bei Überholungen fahren darf. Bezogen auf die ungestörte Verkehrsdichte  $D_0$  folgt daraus für Überholungen eine zuzulassende relative Verkehrsdichte  $D = \frac{1}{m} \cdot D_0$  oder mit dem Zahlenbeispiel  $D = \frac{1}{13} D_0$  bzw.  $D = \frac{1}{11} D_0$ .

### 3.32 Vermeiden von Begegnen in Fahrwasserengen

Durch verschiedene Umstände kann eine der beiden Spuren des Fahrwassers belegt sein, z. B. durch stillliegende Fahrzeuge oder in Kurven dadurch, daß die Drehmanöver einiger Einheiten weit über die Breite einer Fahrspur hinausgehen. Es ist dann das Begegnen in diesen Engstellen zu vermeiden. Dies ist nur bei genügend großen Abständen der Schiffe in beiden Richtungen möglich.

Die Einbahnstrecke  $E$ , in der Begegnen zu vermeiden ist, setzt sich, ohne die hydraulischen Einflüsse zu berücksichtigen, aus folgenden Stücken zusammen:

- dem Trichter, der Strecke, in der das Schiff von seiner Fahrspur seitlich in die Achse der Engstelle wechselt;
- der Enge selber;
- dem Trichter, der Strecke, in der das Schiff wieder auf die Seite seiner normalen Fahrspur auf der Strecke zurückfährt;
- den Längen, der sich vor und hinter der Engstelle begegnenden Schiffe.

Der Abstand zum nächsten begegnenden Schiff muß bei gleicher Geschwindigkeit bei der Schiffe  $2 E$  sein. Daraus folgt ein  $m$ -Wert von  $m = \frac{2 E}{S + a}$  oder eine relative Verkehrsdichte  $D = \frac{1}{m} D_0$ .

Als Mittelwert kann für den Trichter bei der Breite der hier betrachteten Wasserstraße  $80$  m ( $= 1 S$ ) angenommen werden. Mit den anderen Zahlenwerten würden die Verhältnisse für zwei Engen wie folgt aussehen:

Bei einer Enge von zwei Schiffslängen  $= 160$  m beträgt die Einbahnstrecke  $E = 480$  m. Das nächste Schiff müßte bei gleicher Geschwindigkeit der beiden begegnenden Schiffe  $2 E = 960$  m vom Beginn der Einfahrt in die Engstelle entfernt bleiben. Bezogen auf die ungestörte Verkehrsdichte  $D_0$ , ergibt sich ein  $m$ -Wert von  $\frac{960}{200} = 4,8$  rd. 5 und eine Dichte  $D = \frac{1}{5} D_0$ .

Bei einer Enge von  $400$  m würde die entsprechende Betrachtung zeigen:  $E = 720$  m,  $2 E = 1440$  m,  $m = \frac{1440}{200} = 7,2$  rd. 7,5  $D = \frac{1}{7,5} D_0$ .

Bei ungleichen Geschwindigkeiten in den beiden Richtungen verändern sich die m-Werte entsprechend dem Verhältnis der Geschwindigkeit.  $m = \frac{2E}{S+a} \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{v_1}{v_2} + 1 \right)$  bzw.  $\left( \frac{v_2}{v_1} + 1 \right)$ .

Für 15 und 10 km pro Stunde bzw. 10 und 6,6 km pro Stunde ergeben sich folgende Zahlenwerte:

Engstelle 160 m:  $m = 4$  für die langsame Strecke,  
 $m = 6$  für die schnelle Strecke.

Engstelle 400 m:  $m = 6$  bzw.  $m = 9$ .

### 3.33 Abbiegen (Einbiegen)

Auch bei diesen Manövern macht das Schiff Bewegungen, die beide Fahrspuren betreffen.

Beim Abbiegen nach rechts, etwa in Hafeneinfahrten oder andere Fahrwasser, wird das Schiff zuerst nach links gehen, Fahrt vermindern und das Drehmanöver nach rechts einleiten.

Diese Manöver würden, bis das Schiff den Fahrwasserabschnitt freigemacht hat, eine gewisse Zeit dauern. Das nächste nachfolgende Schiff müßte, wenn es nicht warten sollte, entsprechend seiner Geschwindigkeit einen solchen Abstand A halten, daß es frühestens den Abzweigpunkt erreicht, wenn das andere Schiff mit dem Heck das Fahrwasser freigemacht hat. Aus Sicherheitsgründen soll dieser Abstand um eine Schiffslänge vergrößert werden. A wäre dann  $A = Z \cdot v + S$ , wenn Z die Dauer des Abbiegemanövers ist. Daraus folgt,  $m = \frac{A}{S+a}$ ,  $D = \frac{1}{m} D_0$ .

Mit den Zahlenwerten ergibt sich für  $v = 10$  km/h des nachfolgendes Schiffes  $m = \frac{560}{200} = 2,8$  rd 3 und für  $v = 15$  km/h  $m = \frac{880}{200} = 4,4$  rd. 4,5.

Für entgegenkommende Schiffe ist der durch das Abbiegemanöver bedingte Abstand wie folgt festgelegt: Das Abbiegemanöver wird unmittelbar nach einer Begegnung begonnen. Der Abstand zum nächsten Schiff, das begegnen darf, setzt sich aus der Strecke  $A_1$  vom Beginn des Abbiegemanövers bis zum Abbiegepunkt, aus der während dieser Manöverzeit vom entgegenkommenden Schiff entsprechend seiner Geschwindigkeit durchfahrenen Strecke  $A_2$  und den Schiffslängen des manövrierenden Schiffes  $S_m$  und des Schiffes der letzten Begegnung  $S_B$  zusammen. m würde danach sein

$$\frac{A_1 + A_2 + S_m + S_B}{S+a}, D = \frac{1}{m} D_0.$$

$A_1$  ist hier mit sechs Schiffslängen angenommen. Dann folgt mit den übrigen Zahlenwerten

$$m = \frac{960 + 480 + 160}{200} = \frac{1600}{200} = 8 \text{ für } v = 10 \text{ km/h}$$

$$m = \frac{1280 + 480 + 160}{200} = \frac{1920}{200} = 9,6 \text{ für } v = 15 \text{ km/h}$$

des entgegenkommenden Schiffes.

Abbiegen nach links ist insofern günstiger, als die Gegenfahrbahn nicht so lange belegt wird. Das Schiff wird aus seiner Fahrspur etwa eine Schiffslänge vor der Abzweigung nach links abbiegen und dabei die Gegenbahn sperren.

Das nächste folgende Schiff muß bei unveränderter Geschwindigkeit  $v$  einen Abstand  $A$  von dem abzweigenden Schiff halten, der durch die Zeit des Drehmanövers  $Z$  bedingt ist,  $A = Z \cdot v$ .

Für das nächste entgegenkommende Schiff wird aus Sicherheitsgründen ein Zuschlag von zwei Schiffslängen vorgesehen. Hierzu kommen die Schiffslängen des abzweigenden und des letzten begegnenden Schiffes, so daß  $A = Z \cdot v + 2S + 2S$  ist. Mit den gewählten Zahlen folgt  $m = \frac{1040}{200} = 5,2$  für  $v = 10$  km/h und  $m = \frac{1440}{200} = 7,2$  für  $v = 15$  km/h.

### 3.34 Anlegen und Ablegen

Anlegen und Ablegen im Fahrwasser stört weniger, weil im allgemeinen die Gegenfahrbahn nicht beansprucht wird. Die Verzögerung bzw. Beschleunigung verlangt lediglich einen größeren Abstand zum folgenden Schiff. Werte von 3 Min. für die Beschleunigung beim Einfädeln oder die Verzögerung beim Anlegen würden für die Geschwindigkeiten 10 bzw. 15 km/h ein  $m = 3$  bzw. 5 ergeben und damit  $D = \frac{1}{3} D_0$  bzw.  $D = \frac{1}{5} D_0$ .

### 3.35 Kreuzen

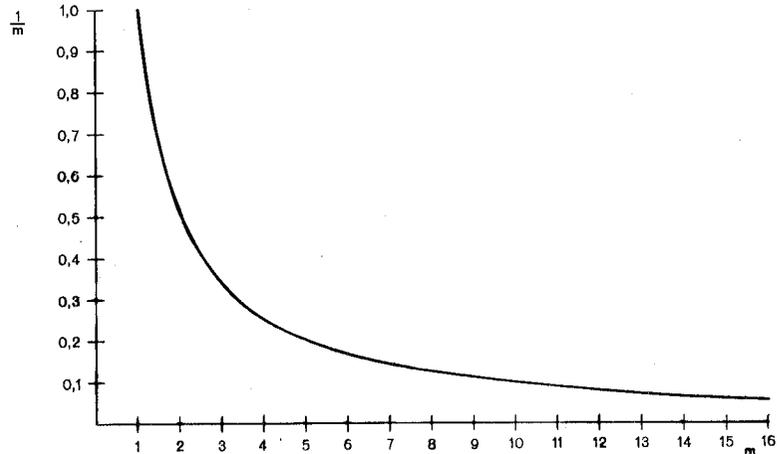
Bei Kreuzen des Fahrwassers kann man annehmen, daß der Schiffsführer eine Kreuzung wagt, wenn eine Lücke von 400 m nach beiden Seiten besteht, d. h. daß von rechts und von links frühestens in 400 m ein Schiff kommt. Das würde für beide Richtungen  $m = \frac{400}{200} = 2$  bedeuten und damit  $D = \frac{1}{2} D_0$ .

## 3.4 Verkehrsdichte für eine Strecke und für gewählten Verkehrsablauf

Stellt man die für die verschiedenen hier gewählten Bewegungsfälle gefundenen maßgebenden  $m$ -Werte zusammen, bekommt man folgende Übersicht:

Bewegungsfall	$m$
Überholen	13
Abbiegen, Einbiegen	8
Anlegen, Ablegen	3
Kreuzen	2
Enge 160 m	5
Enge 400 m	7,5

Die Bedeutung der  $m$ -Zahl für die Verkehrsdichte  $D$ , bezogen auf die ungestörte Dichte  $D_0$ , wird deutlicher, wenn man über  $m$  die  $\frac{1}{m}$ -Werte aufträgt (s. Abb. S. 117). Die Kurve zeigt, daß bei  $m$  etwa  $\leq 5$  kleine Änderungen von  $m$  große Unterschiede von  $\frac{1}{m}$  und damit  $D$  zur Folge haben. Bei Werten von  $m > 5$  wirken die Änderungen nur noch schwach auf  $D$ . Hier beeinflussen auch Unsicherheiten oder Vereinfachungen in den Annahmen der Bewegungssituation des Ergebnis nur wenig.



Für den Normalfall ist definitionsgemäß jede Bewegungsmöglichkeit erlaubt. Die Dichte muß also so gewählt werden, daß der raumbedürftigste Bewegungsfall durchführbar ist. Die im  $m$ -Wert darunter liegenden Manöver sind dann ganz sicher auch an anderer Stelle durchführbar. Da Art und Zahl dieser Bewegungsvorgänge in der Strecke bei jeder Fahrt, solange nicht besondere Umstände vorliegen oder die Fahrten nach Fahrplan vor sich gehen, zufällig sind, wird angenommen, daß sich die Lücken so über die Strecke verteilen, daß alle Bewegungen mit genügender Freiheit von den Schiffsführern ausgeführt werden können.

Da nach der Zusammenstellung das Überholen mit  $m = 13$  der raumbedürftigste Fall ist, würde sich mit den hier gewählten Verhältnissen für den Normalfall eine Dichte von  $D = \frac{1}{13} D_0$  oder  $D = \frac{1}{13} \cdot 5 = 0,4$  Schiffe/km Strecke ergeben.

Für den Fall des Verkehrs mit Einschränkungen wird an Hand solcher noch zu vertiefender Untersuchungen klar, welche Manöver wegen ihres besonderen Raumbedarfs zuerst zu verbieten sind. Das Überholen zählt sicher dazu; Stillliegen in größeren Längen ebenfalls. Wenn man Überholen und Liegen in längeren Reihen verbietet, und Abbiegen in Häfen und dergleichen nicht oder nur bei einer entsprechenden Verbreiterung der Manöverstrecke auf drei Spuren möglich sind, könnte man z. B.  $m = 6$  wählen und damit  $D$  auf  $\frac{1}{6} \cdot 5 = 0,833$  erhöhen, also gegenüber dem Normalfall verdoppeln.

Für geregelten Verkehr wären Sonderuntersuchungen anzustellen.

### 3.5 Betrieblich-technische Leistungsfähigkeit einer Strecke

#### 3.51 Fahrzeugstrom (Verkehrsmenge) pro Stunde, Einfluß der Geschwindigkeit

Ist so ein Maßstab für die Auswahl der Verkehrsdichte  $D$  gefunden, ist es auch möglich, den Fahrzeugstrom oder die Verkehrsmenge (Fahrzeuge/Zeiteinheit) zu bestimmen und damit die betrieblich-technische Leistungsfähigkeit  $L \leq M$ . Hierfür ist mit genügender Genauigkeit der Zusammenhang  $M = D \cdot v$  gegeben,  $v$  ist eine mittlere Geschwindigkeit. [5]

Die einzusetzende Geschwindigkeit kann gemessen oder aus der Statistik über die Schiffe und ihre Antriebskraft festgelegt oder nach den für den Querschnitt der Wasserstraße zulässigen Werten (nautisch-zulässige Geschwindigkeit) [2] gewählt werden. Für das hier behandelte Regelschiff und den Kanalquerschnitt mit  $n = 7$  kann  $v = 10$  km/h als mittlerer Wert angenommen werden. Für den Normalfall errechnen sich damit die zulässige Verkehrsmenge  $M = 0,4 \cdot 10 = 4$  Schiffe/h und die Leistungsfähigkeit für die Stunde  $L \leq 4$  Schiffe/h.

### 3.52 Fahrzeugstrom (Verkehrsmenge) pro Jahr, Einfluß von Fahrzeit, Betriebstagen, Nachtfahrt

Die Leistung für ein Jahr kann mit Hilfe von statistischen oder Erfahrungswerten über die durchschnittliche tägliche Fahrzeit der Schiffe und die Betriebstage/Jahr bestimmt werden.

Setzt man 12 Fahrstunden am Tag und 300 Betriebstage im Jahr an, würde die Verkehrsmenge pro Jahr  $M_{\text{Jahr}} = 4 \cdot 12 \cdot 300 = 14\,400$  Schiffe pro Jahr betragen.

Die betrieblich-technische Leistungsfähigkeit der Wasserstraßen für eine Fahrtrichtung für ein Jahr würde  $L \leq M = 14\,400$  Schiffe sein.

Ist die Wasserstraße und die Schifffahrt für Nachtfahrt ausgerüstet, kann die Zahl der Fahrstunden erhöht werden. Über die Höhe der anzusetzenden Stunden müßten statistische Erhebungen angestellt werden. Die Fahrstunden/Tag werden sicher 24 Stunden/Tag mit Rücksicht auf Unterhaltung und Pflege der Schiffe nicht erreichen.

### 3.6 Verkehrliche Leistungsfähigkeit einer Strecke

#### 3.61 Angaben in Tragfähigkeitstonnen, Einfluß der Zusammensetzung der Flotte

Wenn man jetzt Werte für die Tragfähigkeit der Schiffe einführt, kann mit Hilfe  $M_{\text{Jahr}}$  auch die verkehrliche Leistungsfähigkeit und die Verkehrsmenge  $V$  in Tragfähigkeitstonnen pro Jahr für die untersuchte Strecke festgestellt werden. Bei der hier gewählten Beschränkung auf das Regelschiff mit  $T = 1350$  t ergibt sich  $L_V = V = M_{\text{Jahr}} \cdot T = 14\,000 \cdot 1350 = \text{rd. } 19,5$  Mio t/Jahr in einer Richtung.

#### 3.62 Angaben in Ladungstonnen, Einfluß der Abladung der Schiffe

Wenn erforderlich, kann hieraus mit Hilfe von Erfahrungswerten über das Verhältnis von Tragfähigkeit zur Ladung auch die Ladungsmenge pro Jahr ermittelt werden (jato)

Bei etwa 55 % Abladung würden sich  $19,5 \cdot 0,55 = 10,7$  Mio jato errechnen.

## 4. Leistungsfähigkeit und Verkehrsangebot

Dieser Leistungsfähigkeit steht das Angebot an Verkehrsmenge bei bestehenden Wegen oder die Transportmenge, für die ein Weg gebaut werden soll, gegenüber. Der Weg ist dann ausreichend, wenn über ihn diese Transportmenge im Laufe der Zeit befördert werden kann. Nun wird aber, wie die Erfahrung zeigt, die Transportmenge nicht gleichmäßig über die Zeit verteilt angeboten. Der Verkehr ist im Gegenteil starken Schwankungen ausgesetzt.

### 4.1 Schwankungen im Angebot

Über diese Unregelmäßigkeiten im Verkehrsangebot lassen sich im allgemeinen keine festen Beziehungen aufstellen. Näherer Aufschluß ist heute in der Regel nur empirisch

über statistische Erhebungen und sinnvoll aufgestellte Mittelwertbildungen an vorhandenen Verkehrswegen möglich.

Die Art und Größe der Ungleichheiten kann je nach Wasserstraßen ganz unterschiedlicher Natur sein, da sich ihre Ursachen aus den verschiedensten örtlichen und wirtschaftlichen Komponenten zusammensetzen. Um einen Eindruck von den Größenordnungen der Schwankungen zu geben, seien einige Ergebnisse vom Nord-Ostsee-Kanal genannt, für den intensivere Verkehrsuntersuchungen vorliegen.

Zu den zeitgebundenen Unregelmäßigkeiten gehören die Schwankungen aus Jahreszeit, Wochenverkehr und Tagesverkehr. Für die verkehrsstarken Monate Juli und August wurde der 1,3fache und für die verkehrsschwachen Monate Januar bis März der 0,6fache Wert des Jahresdurchschnitts festgestellt. Die Schwankungen im Wochenverkehr liegen zwischen 1,5 und 0,7 des Wochenmittels. Erhebliche Unregelmäßigkeiten können im täglichen Verkehrsablauf liegen, wobei in den Hauptverkehrsstunden ein stündliches Aufkommen vom 1,5- bis 2,0fachen des Tagesdurchschnitts festgestellt wurde.

Für die Ungleichmäßigkeit des Richtungsverkehrs, die nur zum Teil von periodischen Einflüssen abhängt, wurde im Mittel ein Seitenverhältnis im täglichen Verkehr von 1 : 1,2 gefunden. Es können jedoch Abweichungen bis 1 : 1,5 und mehr eintreten.

Durch besondere Umstände entstehen extreme Verkehrsspitzen, die weit über dem Durchschnitt liegen, am Nord-Ostsee-Kanal z. B. bis zum 2,2fachen des Jahresdurchschnitts. Sie treten unregelmäßig und selten auf und haben häufig ihre Ursachen im zufälligen Zusammentreffen ungünstiger Umstände. Bei Verkehrsanalysen am Nord-Ostsee-Kanal zeigte sich jedoch, daß Verkehrsspitzen, die an 10 Tagen im Jahre erreicht oder überschritten wurden, ein ziemlich gleichbleibendes Verhältnis von 1,5 zum Durchschnittswert aufwiesen.

Dieser „reduzierte Spitzenverkehr“ erwies sich als ein ziemlich stetiger Verkehrswert, dem Leistungsuntersuchungen und Verkehrsprognosen dort zugrunde gelegt werden konnten.

#### 4.2 Bewertung der Schwankungen für die Abstimmung mit der Leistungsfähigkeit

Bei der Beurteilung, ob die gefundene Leistungsfähigkeit die angebotene Transportmenge bewältigen kann, spielt die Verteilung des Angebots über die Zeit eine entscheidende Rolle. Wenn Wartezeiten oder Überbeanspruchungen des Weges in keinem Fall zugelassen werden dürfen, würde die Leistungsfähigkeit nur in den Spitzen der Schwankungen voll ausgenutzt werden. Die Erfahrung zeigt aber, daß im allgemeinen von dieser Extremforderung abgewichen werden kann. Auch Gründe der Wirtschaftlichkeit zwingen dazu, kurzzeitige Behinderungen zuzulassen, wenn über längere Zeit das Angebot durch die Leistungsfähigkeit der Strecke befriedigt werden kann.

Man wird sich daher in jedem Fall über die möglichen Schwankungen und ihre Ursachen Klarheit zu verschaffen suchen. Dies kann näherungsweise durch richtige Auswertung von Statistiken geschehen. Danach ist zu entscheiden, wieweit die Schwankungen in der Abstimmung mit der Leistungsfähigkeit oder in der Dimensionierung der Wasserstraße zu berücksichtigen sind. Dies kann dadurch geschehen, daß die Leistungsfähigkeit auf ein um einen den zugelassenen Schwankungen entsprechenden Betrag erhöhtes mittleres Jahresangebot abgestimmt wird. Beim Nord-Ostsee-Kanal wählte man den 1,5fachen Betrag, der dem „reduzierten Spitzenverkehr“ entspricht.

Würde man diesen Wert hier übernehmen, würde für die Planung der Strecke statt 19,5 Mio nur  $\frac{19,5}{1,5} = 13$  Mio t/Jahr Transportmenge einzusetzen sein.

Hier wird deutlich, daß die Verkehrsunternehmen selbst durch Verminderung dieser Schwankungen wesentlich zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit einer Strecke beitragen können.

##### 5. Bemerkungen zur Methode

Diese Arbeit ist nur als erste Anregung zu dem Thema „Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße“ gedacht. Es ist der Gedankengang dargelegt und an einigen Beispielen erläutert. Viele Punkte sind weiter durchzuarbeiten und zu verfeinern, um die Methode soweit zu bringen, daß sie für die Nachprüfung bestehender Wasserstraßen und für die Planung und Dimensionierung neuer Wege mit genügender Genauigkeit zu benutzen ist. Die Lücke, die bisher für die verkehrliche Betrachtung einer Strecke vorhanden ist, kann so geschlossen werden. Durch die Analyse ergeben sich einige interessante Einblicke in das Zusammenspiel der verschiedenen Faktoren, die beim Ablauf einer Fahrt mitwirken. Es wird möglich sein, dadurch gezielt mit größerem Wirkungsgrad oder mit größerer Wirtschaftlichkeit verbessernde Einzelmaßnahmen in den Gesamtrahmen des Funktionsablaufs einzufügen. Man kann auch einen objektiveren Maßstab für den Einsatz verkehrsregelnder Maßnahmen daraus gewinnen.

##### Schriftumsverzeichnis

- [1] Schlums, J. und F. Jakobs: Probleme des Dimensionierens von Anlagen des Straßenverkehrs. Straße und Autobahn (1967) H. 8 S. 274 uf.
- [2] Graewe, H.: Der zweckmäßige Querschnitt von Binnenschiffahrtskanälen der Wasserstraßenklasse IV. Diss. Techn. Hochschule Aachen 1967 mit Lit. Angaben.
- [3] Seifert und Rhönisch: Leistungsfähigkeit und Abmessungen der Schleusen einschließlich der Schiffsliegeplätze in Beziehung zum Verkehr und seinen Schwankungen ebenso wie zur Größe und Zahl der Schiffe und Schleppzüge. Linienführung der Einfahrt-Leitmauern und der Leitwerke in den Zufahrtskanälen. Anordnung von Schiffsschleusen für den Fall, daß alle Tore sowohl für die Hochwasser- als auch für die Geschiebeabführung offen sind.  
Deutsche Berichte zum XVIII. Intern. Schiffahrtskongreß Rom 1953, Bonn 1953: Bundesverkehrsministerium.
- [4] Renner, E.: Der Strukturwandel des Binnenschiffsverkehrs nach dem Kriege. Schriftenreihe des Zentralvereins für deutsche Binnenschifffahrt e. V., Jahrg. 1955, H. 73 und Zeitschrift für Binnenschifffahrt 1960, Heft 12.
- [5] Leutzbach, W.: Verkehrsmenge, Verkehrsdichte und Geschwindigkeit. Straßenverkehrstechnik VI (1962) H. 4 S. 151—156.

## Anlage 1

**Jahresleistung im Berg- und Talverkehr und Anteil der Ladung an der Tragfähigkeit  
für verschiedene Schleusen westdeutscher Wasserstraßen  
(ermittelt aus der Schleusenstatistik 1967)**

Schleuse		Tragf.-t	Ladungs-t	Anteil der Ladung an der Tragfähigkeit in %
Duisburg-Meiderich und Ruhrschleuse	zu Berg	18 586 257	7 346 426	40
	zu Tal	20 331 610	11 801 560	58
	insges.	38 917 867	19 147 986	49
Friedrichsfeld	zu Berg	12 668 632	8 826 758	70
	zu Tal	11 710 767	5 728 471	49
	insges.	24 379 399	14 555 229	60
Herne-Ost	zu Berg	9 089 005	5 815 459	64
	zu Tal	10 719 632	2 795 243	26
	insges.	19 808 637	8 610 702	44
Datteln	zu Berg	10 681 194	8 789 831	82
	zu Tal	9 982 668	3 825 371	38
	insges.	20 663 862	12 615 202	61
Münster	zu Berg	14 534 529	5 605 832	39
	zu Tal	13 796 532	10 115 556	73
	insges.	28 331 061	15 721 388	55
Herbrum	zu Berg	5 078 696	2 777 072	55
	zu Tal	4 530 624	2 783 390	62
	insges.	9 609 320	5 560 462	58
Anderten	zu Berg	8 343 658	5 539 536	66
	zu Tal	8 465 531	3 018 380	36
	insges.	16 809 189	8 557 916	51
Oldenburg	zu Berg	2 905 720	1 280 651	44
	zu Tal	2 927 629	1 813 976	62
	insges.	5 833 349	3 094 627	53
Kostheim/M.	zu Berg	18 299 156	12 839 860	70
	zu Tal	18 268 362	3 439 618	19
	insges.	36 567 518	16 279 478	45

## Abteilung I — Binnenschifffahrt

### Thema 5

**Problem der Geschiebeführung in kanalisiertem Flüssen und in den Abschnitten eines teilweise kanalisiertem Wasserlaufs, vor allem an der Einmündung der Nebenflüsse**

von

Dr.-Ing. Karl Felkel, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

### Thema des Berichtes

Rechenautomatenprogramm zur Berechnung der als Folge der Geschiebebewegung eintretenden Veränderungen der Höhenlage der Flußsohle und des Wasserspiegels

### Zusammenfassung

Die zeitlichen Veränderungen der Höhenlage der Sohle und des Wasserspiegels eines geschiebeführenden Flusses, wie sie etwa durch bauliche Eingriffe in das Flußregime ausgelöst werden können, lassen sich dann rechnerisch verfolgen oder vorausbestimmen, wenn die in der Natur in Abhängigkeit vom Ort und von der Zeit allmählich vor sich gehenden Veränderungen rechnerisch durch die Behandlung zahlreicher aufeinanderfolgender, möglichst kleiner örtlicher und zeitlicher Intervalle erfaßt werden. Da hierbei außerordentlich viele Rechenoperationen erforderlich werden, können solche Berechnungen nur mit Hilfe programmgesteuerter Digitalrechner (Rechenautomaten) praktisch durchgeführt werden.

Der Bericht behandelt zunächst die Ausgangsgleichungen eines entsprechenden Rechenautomatenprogramms. Hierbei handelt es sich darum, für jedes Zeitintervall (z. B. für jeden Tag) die Wasserspiegellage sowie die davon abhängende, durch einen jeden Berechnungsquerschnitt jeweils transportierte Geschiebemenge neu zu berechnen. Aus der Feststoffbilanz für jede von zwei benachbarten Berechnungsquerschnitten begrenzte Teilstrecke wird sodann die Größe der darin im entsprechenden Zeitintervall eingetretenen Aufhöhung oder Eintiefung der Sohle erhalten. Wiederholt man diesen Berechnungszyklus in der Weise, daß man einen längeren Zeitraum (z. B. ein Jahrzehnt) erfaßt, so gewinnt man hierfür Zahlenwerte über den Ablauf der Veränderungen der Höhenlage der Sohle und des Wasserspiegels längs des Flußabschnittes.

Das hier vorgelegte mathematische Modell beschränkt sich auf die Berücksichtigung des durch die natürliche Strömung bewirkten, in der Nähe der körnigen, kohäsionslosen Sohle stattfindenden Feststofftransportes, wobei es die Geschiebetriebformel von MEYER-PETER und MÜLLER verwendet. Sie kann jedoch auch durch eine andere Gleichung ersetzt werden. Es ist ferner möglich und kann in gewissen Fällen erforderlich werden, in der für jede Teilstrecke vorzunehmende Feststoffbilanz auch die sekundären Beiträge mit zu berücksichtigen, etwa den Einfluß der Schifffahrt, den Geschiebeabtrieb oder die Auswirkung der natürlichen Abpflasterung der obersten Sohlenschicht. Die Erforschung der mathematischen Gesetzmäßigkeiten dieser Erscheinungen befindet sich teilweise noch in den Anfängen. Sie wurden deshalb sowie im Interesse der besseren Übersichtlichkeit in die hier vorgelegte Fassung des mathematischen Modells nicht mit aufgenommen.

Der logische Aufbau und der Ablauf der Gesamtrechnung werden in einem detaillierten Strukturdiagramm dargestellt und im Text sowie durch schematische Bilder weiter erläutert. Der Beitrag schließt mit der Wiedergabe des in der Programmiersprache ALGOL niedergeschriebenen Rechenautomatenprogramms, das in einen jeden mit einem ALGOL-Übersetzer der ALCOR-Gruppe ausgestatteten Digitalrechner unmittelbar eingelesen werden kann.

### Inhalt

	Seite
1. Einleitung .....	123
2. Die Grundgleichungen für die Berechnung der Geschiebepbewegung .....	125
3. Die Gleichungen zur Erfassung der Veränderungen der Höhenlage der Flußsohle	126
4. Die Gleichungen zur Berechnung der Wasserspiegellagen .....	128
5. Strukturdiagramm und ALGOL-Programm der Gesamtrechnung .....	134

#### 1. Einleitung

Bauliche Veränderungen, die in einem Fluß mit beweglicher Sohle vorgenommen werden, beispielsweise die Errichtung von Buhnen, Längswerken oder Durchstichen, können Umgestaltungen der Sohle nach sich ziehen. Wird in einem geschiebeführenden Fluß der Geschiebetransport durch die Errichtung einer oder mehrerer Staustufen unterbunden, so wird die Flußsohle oberhalb der in Fließrichtung gesehenen ersten Staustufe durch Feststoffablagerungen aufgehöhht. Gleichzeitig tritt unterhalb der letzten Staustufe eine Sohlenerosion ein.

Wie sich bei der Kanalisierung des Oberrheins gezeigt hat, können sich dabei Sohlenabsenkungen von mehreren Metern ausbilden. Hierdurch werden die Ufer- und die Strombauwerke gefährdet. Das mit der Sohlenerosion verbundene Absinken der Flußwasserstände kann schwerwiegende schädliche Auswirkungen auf die Schifffahrt und die betroffenen Häfen haben sowie auf den Grundwasserstand des Flußtales und auf die damit in Verbindung stehenden Nutzungen. Es ist daher erforderlich, sich bereits bei der Planung von Ausbaumaßnahmen Rechenschaft abzulegen über die Folgen, die ein etwaiger Eingriff in den Geschiebehaushalt des Flusses bewirken wird. Das hier vorgelegte mathematische Verfahren dient diesem Ziel und ermöglicht die Vorausberechnung der Größe und des zeitlichen Ablaufes der zu erwartenden Veränderungen der Höhenlage der beweglichen Flußsohle und des Wasserspiegels.

Bei den zur Umgestaltung der Flußsohle führenden physikalischen Vorgängen kann unterschieden werden zwischen solchen mit verhältnismäßig großen Auswirkungen (primärer Einfluß) und solchen, deren Beitrag geringer ist (sekundäre Einflüsse).

Als primärer Einfluß ist derjenige Feststofftransport anzusehen, der durch das vom Abflußregime abhängige Arbeitsvermögen der Strömung bewirkt wird. Der Widerstand, den dabei das einzelne Sohlenkorn der Bewegung entgegengesetzt, ist hauptsächlich von dessen Größe, Form, Dichte und Lagerung abhängig. Beide Wirkungen, die Aktion des Wassers und die Reaktion des Feststoffes, sind Funktionen meßbarer physikalischer Größen. Sobald diese und die mathematischen Gesetzmäßigkeiten, nach denen die Größen zu verbinden sind um die in der Natur beobachteten Ergebnisse zu liefern, bekannt sind, kann die Berechnung durchgeführt werden.

Die hierzu benötigten Meßergebnisse beziehen sich vor allem auf die geometrische Gestalt des Abflußgerinnes, auf die den Abfluß charakterisierenden Größen und auf die

kennzeichnenden Werte des Geschiebekorns und seiner Bewegung. Die Art der Abhängigkeit des Geschiebetriebes vom Abfluß und von der Geschiebebeschaffenheit wird in der Literatur von mehreren Forschern behandelt. In dem anschließend mitgeteilten Beispiel eines mathematischen Modells wird eine der bekannten Geschiebetriebformeln (diejenige nach MEYER-PETER und MÜLLER [1, 2]) verwendet. Sie kann hierbei aber ohne weiteres durch eine andere Gleichung ersetzt werden. Durch die Nachrechnung von in der Natur beobachteten Sohlenentwicklungen mit dem mathematischen Modell läßt sich überprüfen, ob die gewählte Geschiebetriebformel den Verhältnissen der untersuchten Flußstrecke gerecht wird, andernfalls sie entsprechend modifiziert werden kann.

Die Erforschung der quantitativen Auswirkungen der meisten sekundären Einflüsse, von denen nachstehend einige angeführt werden, befindet sich derzeit noch in den Anfängen.

Das Bild 1 zeigt schematisch die Jahresdauerlinie des Wasserstandes für einen Pegel eines in diesem Abschnitt nicht kanalisierten, schiffbaren Flusses. Die Geschiebebewegung infolge der natürlichen Strömung setzt erst ein, wenn ein bestimmter Pegelstand überschritten wird und erstreckt sich dann auf den senkrecht schraffierten Teil der unter der Dauerlinie liegenden Fläche. Bei den hierbei vorhandenen hohen Wasserständen befinden

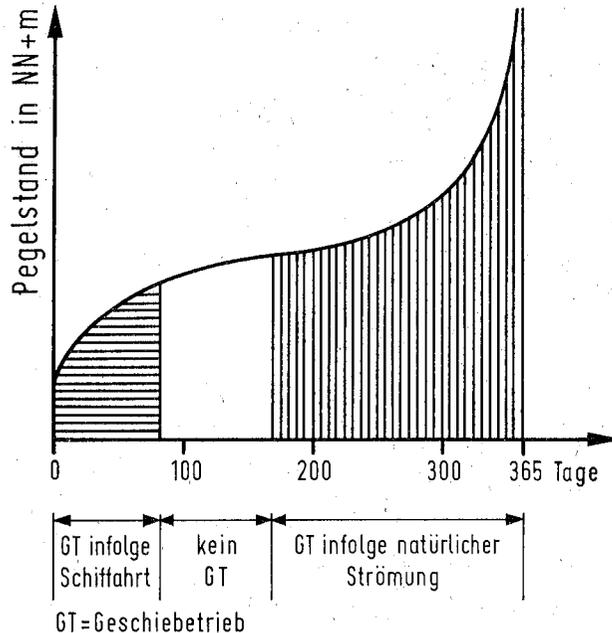


Bild 1

Schematische Jahresdauerlinie des Wasserstandes mit den Bereichen, in denen Geschiebeführung infolge der natürlichen Strömung und infolge der Schiffahrt herrscht

sich die Schiffsschrauben der auf dem Fluß verkehrenden Schiffe in einem solchen Abstand von der Flußsohle, daß sich der Propellerstrahl auf diese nicht oder nur gering auswirkt. Je weiter jedoch die Wasserstände absinken, desto dichter über der Sohle bewegt sich die Schiffsschraube, bis sie den praktisch möglichen Mindestabstand erreicht hat. Sinkt der Pegelstand weiter, dann muß der Schiffstiefgang vermindert werden. Der Abstand

des Schiffsbodens und damit des Propellers zur Sohle kann hierbei nicht mehr weiter verkleinert werden; er ist so gering, daß die Sohle im Bereich des Propellerstrahls aufgewirbelt und in Bewegung gesetzt wird. Die horizontal gestrichelte Teilfläche des Bildes 1 gibt denjenigen Bereich der Jahresdauerlinie wieder, in dem bei geringen Wasserständen ein Geschiebetrieb durch die Schifffahrt bewirkt wird.

Von Einfluß auf die Geschiebebilanz ist ferner der Abrieb, also die Verkleinerung des Geschiebekorns längs seines Weges. Nimmt man an, daß sich hierbei die Masse des Geschiebes laufend verkleinert, da das abgeriebene Material schwebend weitertransportiert wird, so muß man umgekehrt auch daran denken, daß, wenn sich die Fließgeschwindigkeit verringert, Feststoffpartikel zu Boden sinken, die vorher bei größeren Fließgeschwindigkeiten schwebend transportiert wurden und dabei nicht in die Geschiebebilanz eingegangen waren.

Weitere sekundäre Einflüsse auf die Geschiebebewegung dürften von der sich natürlich ausbildenden Abpflasterung der Sohle mit größeren Geschiebestücken ausgehen sowie von dem Umstand, daß Beginn und Ende des Geschiebetriebs vermutlich nicht beim gleichen Pegelstand eintreten.

Da für die sekundären Einflüsse beim derzeitigen Stand der Forschung noch keine zuverlässigen Gesetzmäßigkeiten angegeben werden können sowie im Interesse seiner besseren Übersichtlichkeit werden sie beim nachstehend behandelten mathematischen Modell nicht berücksichtigt. Es bereitet jedoch keine Schwierigkeiten, dieses entsprechend zu ergänzen, sobald für die Erfassung sekundärer Einflüsse mathematische Beziehungen zur Verfügung stehen.

## 2. Grundgleichungen für die Berechnung der Geschiebebewegung

Die Strömung erzeugt auf der Flußsohle eine in Fließrichtung wirkende (Schub-) Schleppspannung  $S$ .

$$S = \gamma_w t \cdot J \quad (1)$$

- $S$  = Schleppspannung des Wassers in  $\text{kp/m}^2$   
 $\gamma_w$  = spez. Gewicht des Wassers =  $1\,000 \text{ kp/m}^3$   
 $t$  = Wassertiefe in m  
 $J$  = Energieliniengefälle

Dieser aktiven Spannung der Strömung wirkt in umgekehrter Richtung eine von der Art des Sohlenmaterials und seiner Lagerung abhängende passive Reaktion entgegen, die unmittelbar beim Einsetzen einer Geschiebebewegung ihren Größtwert

$$\tau = A \cdot (\gamma_s - \gamma_w) \cdot d \quad (2)$$

erreicht.

- $\tau$  = passive Grenzschubspannung des Geschiebes  $\text{kp/m}^2$   
 $A$  = dimensionsloser Koeffizient  
 $\gamma_s$  = spezifisches Gewicht des Sohlenkorns  $\text{kp/m}^3$   
 $d$  = maßgebender Korndurchmesser des Geschiebegemisches in m.

Er wird erhalten zu

$$d = \frac{\sum(d' \cdot p)}{100}, \quad (3)$$

wenn man das Korngemisch in eine Anzahl Korngruppen mit den mittleren Durchmessern  $d'$  zerlegt, deren Gewichtsanteil in Prozenten des Probengewichts jeweils  $p$  beträgt.

Wird das spezifische Gewicht des Geschiebes mit rd.  $2\,680 \text{ kp/m}^3$  eingesetzt, ergibt sich

$$(\gamma_s - \gamma_w) = 1\,680 \text{ kp/m}^3. \quad (4)$$

Die Größe des Koeffizienten  $A$  geben MEYER-PETER und MULLER [1, 2] zu  $A = 0,047$  an, und zwar auf Grund von Laboratoriumsversuchen mit Gefällen  $J$  zwischen 0,4 und

20 ‰, Korngrößen von 0,4 bis 30 mm, Wassertiefen von 0,01 bis 1,2 m, Abflußmengen von 0,002 bis 2,0 m<sup>3</sup>/m · s und spezifischen Korngewichten  $\gamma_s$  zwischen 1,25 und 4,2 t/m<sup>3</sup>. Es kann also sein, daß für eine spezielle Flußstrecke ein anderer Beiwert als  $A = 0,047$  gilt. Es sind daher Messungen in der Natur darüber erforderlich, bei welchem Abfluß der Geschiebetrieb in den einzelnen Flußabschnitten einsetzt. Ist der Zeitpunkt hierfür, also für

$$S = \tau \quad (5)$$

bekannt, so kann A berechnet werden zu

$$A = \frac{\gamma_w \cdot t \cdot J}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot d} \quad (6)$$

Je größer die Differenz  $S - \tau$  wird, desto mehr Geschiebe wird transportiert. MEYER-PETER und MÜLLER fanden hierfür auf Grund ihrer bereits erwähnten Laboratoriumsversuche die Beziehung

$$g_s = K_g (S - \tau)^{3/2} \quad (7)$$

In dieser Formel ist  $g_s$  die pro Meter Flußbreite in der Sekunde transportierte Geschiebemenge beim Gleichgewichts-(Beharrungs-)Zustand in kp/m · s (unter Wasser gewogen) und  $K_g$  eine dimensionslose Konstante von der Form

$$K_g = \frac{1}{b^{3/2} \cdot \left(\frac{\gamma_w}{g}\right)^{1/2}} \quad (8)$$

worin  $g$  die Erdbeschleunigung und  $b$  ein empirischer Wert ist, den MEYER-PETER und MÜLLER zu 0,25 angeben. Auch in bezug auf den Koeffizienten  $b$  wäre eine Überprüfung seines für spezielle Flußabschnitte gültigen Wertes erwünscht, sei es durch unmittelbares Messen des Geschiebedurchganges durch einen Meßquerschnitt, welche Aufgabe derzeit meßtechnisch noch nicht befriedigend gelöst ist, oder durch Nachrechnen bereits eingetretener Sohlenentwicklungen. Mit  $b = 0,25$  erhält man

$$K_g = \frac{1}{0,25^{3/2} \cdot \sqrt{\frac{1000}{9,81}}} = \text{rd. } 0,79 \quad (9)$$

Wollen wir anstelle des je Sekunde transportierten Gewichtes unter Wasser das je Tag bewegte Volumen  $V$  des Geschiebes je Meter Flußbreite erhalten, so müssen wir die Konstante  $K_g$  entsprechend erweitern zu

$$c_v = K_g \cdot \frac{1}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \varepsilon \cdot 86\,400 = 0,79 \cdot \frac{1}{1680} \cdot 1,3 \cdot 86\,400 = 53,0 \quad (10)$$

Dabei ist  $\varepsilon$  gleich dem Verhältnis von spezifischem Gewicht zum Raumgewicht des Geschiebes im Trockenem und ist ein Maß für die Lagerungsdichte.  $\varepsilon$  wurde in unserem Beispiel mit 1,3 eingeführt; 86 400 gibt die Anzahl der Sekunden je Tag an. Das durch einen Querschnitt innerhalb eines Tages transportierte Geschiebevolumen in m<sup>3</sup> beträgt dann

$$V = 53,0 \cdot (S - \tau)^{3/2} \cdot B \quad (11)$$

wobei  $B$  die am Geschiebetransport teilnehmende Breite der Flußsohle ist.

Neben diesen Hauptgleichungen sind bei der Aufstellung einer Geschiebebilanz u. U. noch weitere, bei Näherungsrechnungen vernachlässigbare Beziehungen für sekundäre Einflüsse einzusetzen, auf die in der Einleitung hingewiesen wurde.

### 3. Die Gleichungen zur Erfassung der Veränderungen der Höhenlage der Flußsohle

Die Veränderungen der Höhenlage der Sohle eines geschiebeführenden Flusses lassen sich rechnerisch verfolgen oder vorausbestimmen, wenn die in der Natur in Abhängigkeit vom Ort und von der Zeit allmählich vor sich gehenden Veränderungen auch rechnerisch



als vorher. Dies wiederum hat ein Absinken des Wasserspiegels im Abschnitt  $i + 1$  zur Folge, so daß zu Beginn des nächsten Zeitintervalls ( $T = 2$ ) in diesem Abschnitt auch eine andere (nämlich eine geringere) Schleppspannung auftritt als vorher.

Herrschte zur Zeit  $T = 1$  im benachbarten Abschnitt  $i$  Gleichgewicht (d. h. war  $V_{i, T} = V_{i+1, T}$ ), so ist nun, während der Zeit  $T = 2$ ,  $V_{iT} > V_{i+1, T}$  und die Erosion und in ihrem Gefolge das Absinken des Wasserspiegels greift in den Abschnitt  $i$  über. In jedem Zeitintervall kann ein anderer Abfluß in Rechnung gestellt werden, so daß z. B. alle für einen Pegel im Gewässerkundlichen Jahrbuch abgedruckten täglichen Abflüsse unmittelbar in die Berechnung eingehen können.

Die praktische Durchführung einer solchen Berechnung über Strecken von vielen Kilometern und über Zeitabschnitte von mehreren Jahrzehnten erfordert die Durchführung von so vielen Rechenoperationen, daß hierfür nur der Einsatz von Rechenautomaten in Frage kommt.

#### 4. Die Gleichungen zur Berechnung der Wasserspiegellagen

Für jeden einzelnen Zeitpunkt  $T$  ist, im untersten Querschnitt  $i = 1$  der Berechnungsstrecke beginnend, die Wasserspiegellage für den jeweiligen Abfluß und für die veränderte Sohlengestalt neu zu berechnen. Der unterste Berechnungsquerschnitt soll in einem im Beharrungszustand verbleibenden Flußabschnitt liegen, für den die Funktion zwischen Abfluß und Wasserstand bekannt ist und beibehalten werden kann.

Der Wasserspiegelberechnung werden für den jeweiligen Zeitpunkt  $T$  stationäre momentane Verhältnisse zugrunde gelegt. Sie baut auf der bekannten Beziehung

$$H_i = H_{i-1} + J_M \cdot L_{i-1} + h_{i-1} - h_i \quad (16)$$

auf (vergleiche Bild 3). Bei Berücksichtigung der Möglichkeit eines Hochwasserabflusses über die beiderseitigen Vorländer gemäß Bild 4 ergeben sich unter anderem die Beziehungen

$$h = \frac{1}{2gQ} \cdot (F_L \cdot V_L^3 + F_F \cdot V_F^3 + F_R \cdot V_R^3) \quad (17)$$

und

$$J = \frac{Q^2}{(W_L \cdot F_L + W_F \cdot F_F + W_R \cdot F_R)^2} \quad (18)$$

wobei

$$W_L = k_L \cdot R_L^{2/3} \cdot \left(\frac{L_F}{L_L}\right)^{1/2}, \quad (19)$$

$$W_F = k_F \cdot R_F^{2/3}, \quad (20)$$

$$W_R = k_F \cdot R_R^{2/3} \cdot \left(\frac{L_F}{L_R}\right)^{1/2} \quad (21)$$

Die Abflußbeiwerte  $k_F$ ,  $k_L$  und  $k_R$  nach STRICKLER sind zuvor durch Rückrechnung aus gemessenen Abflüssen zu ermitteln. Durch den Faktor  $\left(\frac{L_F}{L_L}\right)^{1/2}$  in Gleichung (19) bzw.  $\left(\frac{L_F}{L_R}\right)^{1/2}$  in Gleichung (21) werden die Auswirkungen von Krümmungen berücksichtigt.  $L_F$  ist der in der Flußachse gemessene Abstand zwischen zwei Berechnungsquerschnitten,  $L_L$  und  $L_R$  sind die entsprechenden Distanzen über den Vorländern. Die Bedeutung der verwendeten Formelzeichen geht im übrigen aus der Tafel I und teilweise aus den Bildern hervor.

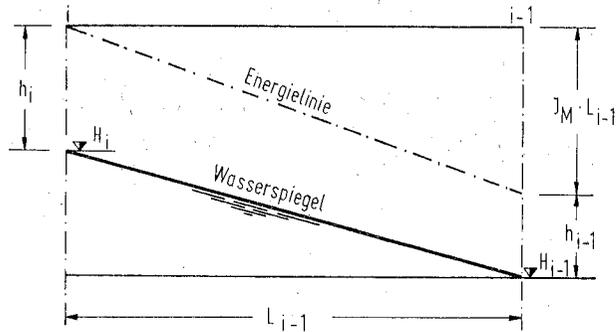


Bild 3  
Schematischer Längsschnitt des Wasserspiegels und der Energielinie zwischen zwei benachbarten Berechnungsquerschnitten

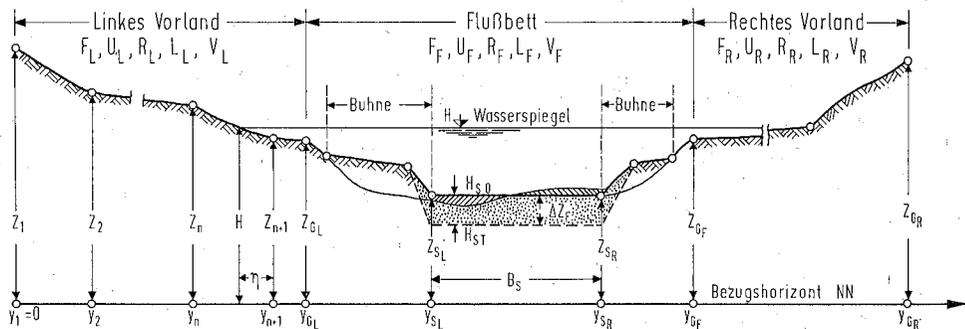


Bild 4  
Skizze eines Berechnungsquerschnittes

Die weiteren zur Berechnung des Wasserspiegels verwendeten Gleichungen können den als Tafeln III und IV abgedruckten Strukturdiagrammen entnommen werden. Das entsprechende Berechnungsverfahren wurde von FELKEL und CANISIUS [3] veröffentlicht, so daß hier nicht weiter darauf eingegangen wird. Es soll lediglich noch hervorgehoben werden, daß die geometrische Gestalt des Gerinnes durch Horizontal- und Vertikalkoordinaten beschrieben wird. Dabei wird die x-Achse in die Flußachse gelegt, während die y-Werte innerhalb eines jeden Profils den Horizontalabstand von der linken Profilgrenze angeben. Die z-Koordinaten entsprechen den Höhen über Normalnull.

Um aus diesen Koordinaten die Abflußquerschnitte und die benetzten Umfänge zu berechnen, wird innerhalb eines jeden Querprofils die fortlaufende Summe der jeweils zwischen zwei benachbarten Punkten mit den Horizontalkoordinaten  $y_n$  und  $y_{n+1}$  liegenden Teilflächen  $\Delta F$  und die der Teilumfänge  $\Delta U$  gebildet. Dabei sind im Hinblick auf die Lage des Wasserspiegels zum Gelände die vier im Bild 5 dargestellten Fälle möglich. Ihre rechnerische Behandlung geht aus der Laufanweisung im oberen Teil des Strukturdiagramms, Tafel III, hervor.

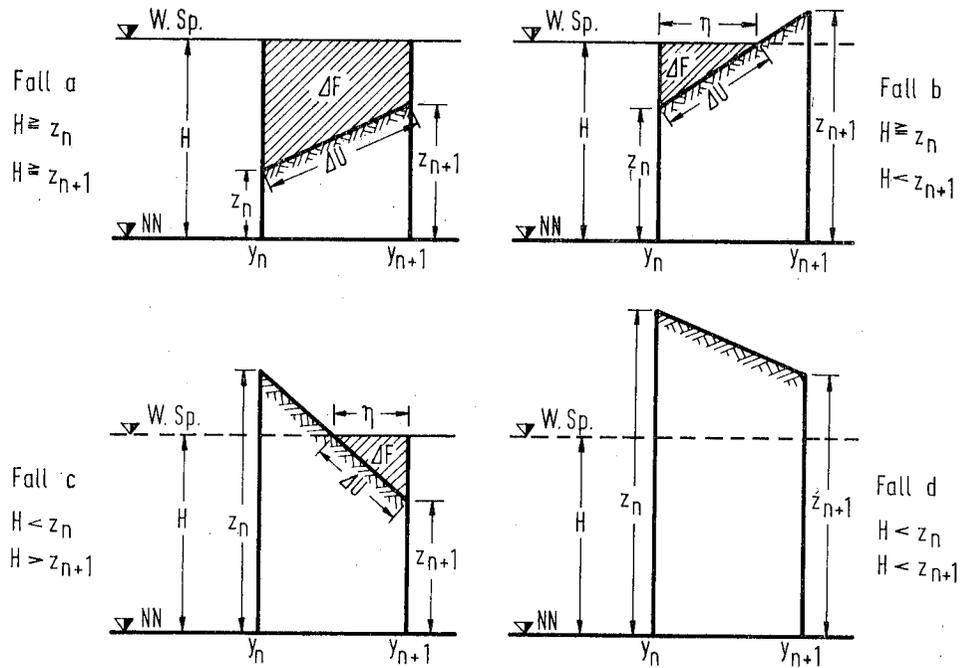


Bild 5  
 Die vier möglichen Fälle bei der Berechnung des Abflußquerschnitts und des benetzten Umfangs aus Horizontal- und Vertikalkoordinaten

Tafel I

Name im ALGOL-Programm	Name im Text und im Struktur-Diagramm	Bedeutung	Einheit
AI	A	$Q / \sqrt{J[I]}$ bzw. $Q / \sqrt{J_i}$	m <sup>3</sup> /s
A[I]	a <sub>i</sub>	Beiwert in Gleichung (13)	
ANZT		Anzahl der in die Rechnung eingeführten Tage eines Jahres	
BIS JAHR		Jahreszahl des Jahres, mit dem die Berechnung endet	
BS[I]	B <sub>Si</sub>	Sohlenbreite, innerhalb der im Querprofil I bzw. i Geschiebetransport stattfindet	m
C1, C2, C3	c <sub>1</sub> , c <sub>2</sub> , c <sub>3</sub>	Koeffizienten in der Gleichung der Abflußkurve des untersten Querschnittes der Berechnungsstrecke	
CGT	c <sub>G</sub>	Beiwert in der Geschiebetriebformel, bezogen auf die je Tag transportierten Geschiebemassen	
CV	c <sub>V</sub>	Beiwert in der Geschiebetriebformel, bezogen auf das je Tag transportierte Volumen	
DELTA	$\vartheta$	Abminderungsfaktor für die Geschwindigkeitshöhen bei verzögerter Fließbewegung	
DF	$\Delta F$	Teilflächen zwischen zwei aufeinanderfolgenden Koordinaten	m <sup>2</sup>
DH	$\Delta H$	Errechnete Differenz zwischen dem Wasserspiegel im oberen und im unteren Querschnitt eines Rechenschrittes von der Länge LF[I] bzw. L <sub>F<sub>i</sub></sub>	m
DHV	$\Delta h$	Differenz zwischen den Geschwindigkeitshöhen im oberen und im unteren Querprofil eines Rechenschrittes von der Länge LF[I] bzw. L <sub>F<sub>i</sub></sub>	m
DM[I]	d <sub>i</sub>	Maßgebender (Mittlerer) Durchmesser des Geschiebekorns	m
DS	$\Delta s$	Angenommene Differenz zwischen den Wasserspiegelhöhen im oberen und im unteren Querprofil eines Rechenschrittes von der Länge LF[I] bzw. L <sub>F<sub>i</sub></sub>	m
DU	$\Delta U$	Teil des benetzten Umfanges zwischen zwei aufeinanderfolgenden Koordinaten	m
DZ[I]	$\Delta z_i$	Tägliche Veränderung der Höhenlage der Sohle im Abschnitt zwischen zwei benachbarten Querprofilen I und I + 1 bzw. i und i + 1	m
E	E	Anzahl der Querprofile eines Berechnungsabschnittes	
EPSILON	$\varepsilon$	Verhältnis des spezifischen Gewichtes des Geschiebes zu seinem Raumbgewicht, beides im Trockenen	
F	$\Sigma \Delta F$	Fortlaufende Summe der Teilflächen DF	m <sup>2</sup>
FE[I]	G <sub>F<sub>i</sub></sub>	Zahlenwert, den der Index N bzw. n für denjenigen Geländepunkt des Querprofils I bzw. i annimmt, der die Grenze zwischen Fluß und rechtem Vorland bildet	
FFLUSS	F <sub>F<sub>i</sub></sub>	Abflußquerschnitt des Flußbettes	m <sup>2</sup>
FLINKS	F <sub>L<sub>i</sub></sub>	Abflußquerschnitt des linken Vorlandes	m <sup>2</sup>
FNP	F <sub>N<sub>P</sub></sub>	Größe des Einzugsgebietes des Stromes an derjenigen Pegelstelle, für die Abflußmengen eingelesen werden	km <sup>2</sup>
FN[I]	F <sub>N<sub>i</sub></sub>	Größe des Einzugsgebietes des Stromes bis zum Querprofil I bzw. i	km <sup>2</sup>

noch: **Tafel I**

Name im ALGOL-Programm	Name im Text und im Struktur-Diagramm	Bedeutung	Einheit
FRECHTS	FRi	Abflußquerschnitt des rechten Vorlandes	m <sup>2</sup>
GIT	GiT	Die im Laufe eines Tages T durch das Querprofil I bzw. i transportierten Geschiebemassen	kg
GIT1	GET	In die zu untersuchende Flußstrecke von oben je Tag einwandernde Geschiebemasse	kg
GS	γs	Spezifisches Gewicht des Sohlengeschiebes	kp/m <sup>3</sup>
GW	γw	Spezifisches Gewicht des Wassers	kp/m <sup>3</sup>
H[I]	Hi	Höhenlage des Wasserspiegels im Querprofil I bzw. i	(NN+)m
HV[I]	hi	Geschwindigkeitshöhe im Querschnitt I bzw. i	m
I	i	Feldindex der aufeinanderfolgenden Querprofile, mit Schritten der Größe 1 entgegen der Fließrichtung von 1 bis E ansteigend	
JAHR		Jahreszahl	
J[I]	Ji	Energieliniengefälle im Querprofil I bzw. i	
JM	JM	Mittleres Energieliniengefälle zwischen zwei benachbarten Querprofilen	
KF[I]	kFi	Abflußbeiwert des Flußbettes im Querprofil I bzw. i	} m <sup>3</sup> /s
KL[I]	kLi	Abflußbeiwert des linken Vorlandes im Querprofil I bzw. i	
KR[I]	kRi	Abflußbeiwert des rechten Vorlandes im Querprofil I bzw. i	
LE[I]	GLi	Zahlenwert, den der Index N bzw. n für denjenigen Geländepunkt des Querprofils I bzw. i annimmt, der die Grenze zwischen linkem Vorland und Flußbett bildet.	
LF[I]	LFi	Abstand zweier benachbarter Querprofile, in der Achse des Flußbettes gemessen. Schrittweite der Rechnung	m
LL[I]	LLi	Abstand zweier benachbarter Querprofile, in der Achse des linken Vorlandes gemessen	m
LR[I]	LRi	Abstand zweier benachbarter Querprofile, in der Achse des rechten Vorlandes gemessen	m
LS[I]	SLi	Zahlenwert, den der Index N bzw. n im Querprofil I bzw. i für die linke Grenze derjenigen Sohlenbreite annimmt, innerhalb der Geschiebetransport stattfindet	
MAXN	n <sub>max</sub>	Der größte innerhalb eines Berechnungsabschnittes auftretende Zahlenwert von RE[I] bzw. GRi	
N	n	Feldindex der durch Koordinaten gegebenen Punkte eines Querprofils, mit Schritten der Größe 1 von links nach rechts von 1 bis RE[I] bzw. GRi ansteigend	
Q[I]	QiT	Gesamtabfluß durch ein Querprofil I bzw. i	m <sup>3</sup> /s
QPJT	QP, Jahr, T	Stationärer Gesamtabfluß am Pegel an einem bestimmten Tag	m <sup>3</sup> /s
RE[I]	GRi	Zahlenwert, den der Index N bzw. n für den Endpunkt des rechten Vorlandes im Querprofil I bzw. i annimmt	

noch: **Tafel I**

Name im ALGOL-Programm	Name im Text und im Struktur-Diagramm	Bedeutung	Einheit
RFL	R <sub>F</sub>	Hydraulischer Radius des Flußbettes	m
RLI	R <sub>L</sub>	Hydraulischer Radius des linken Vorlandes	m
RRE	R <sub>R</sub>	Hydraulischer Radius des rechten Vorlandes	m
RS[I]	S <sub>Ri</sub>	Zahlenwert, den der Index N bzw. n im Profil I bzw. i für die rechte Grenze derjenigen Sohlenbreite annimmt, innerhalb der Geschiebetransport stattfindet	
S[I]	S <sub>iT</sub>	Mittlere, das Geschiebekorn angreifende Schleppspannung im Querprofil I bzw. i	kp/m <sup>2</sup>
SH[I]	H <sub>Si</sub>	Mittlere Höhenlage der beweglichen Flußsohle im Querprofil I bzw. i	
T	T	Feldindex, der in die Berechnung eingeführten Tage eines Jahres, von 1 bis ANZT ansteigend	NN + m
TAU[I]	τ <sub>i</sub>	Grenzspannung, bei der die Geschiebebewegung beginnt	kp/m <sup>2</sup>
U	ΣΔU	Fortlaufende Summe der Teile des benetzten Umfanges DU	m
UFLUSS	U <sub>Fi</sub>	Benetzter Umfang des Flußbettes	m
ULINKS	U <sub>Li</sub>	Benetzter Umfang des linken Vorlandes	m
URECHTS	U <sub>Ri</sub>	Benetzter Umfang des rechten Vorlandes	m
VFL	v <sub>Fi</sub>	Mittlere Fließgeschwindigkeit im Flußbett	m/s
VLI	v <sub>Li</sub>	Mittlere Fließgeschwindigkeit über dem linken Vorland	m/s
VOLUMEN[I] VON JAHR	V <sub>iT</sub>	Geschiebevolumen, das innerhalb eines Tages durch den Querschnitt I bzw. i transportiert wird Jahreszahl des Jahres, mit dem die Berechnung beginnt	m <sup>3</sup>
VRE	v <sub>Ri</sub>	Mittlere Geschwindigkeit über dem rechten Vorland	m/s
X[I]	x <sub>i</sub>	Ortspunkt der Flußachse im Querprofil I bzw. i	km
XE	x <sub>1E</sub>	Kilometerpunkt des oberen Endes der Berechnungsstrecke	km
XX	x <sub>1</sub>	Kilometerpunkt des unteren Endes der Berechnungsstrecke	km
Y[I, N]	y <sub>in</sub>	Horizontalkoordinaten eines Geländepunktes im Querprofil I bzw. i	m
Z[I, N]	z <sub>in</sub>	Vertikalkoordinaten eines Geländepunktes im Querprofil I bzw. i	(NN+)m
ZST	Z <sub>st</sub>	Fortlaufende Nummer des Strombett- oder Abfluszustandes	m

**5. Strukturdiagramm und ALGOL-Programm der Gesamtrechnung**

Die Bedeutung der in den Strukturdiagrammen verwendeten Symbole ist in der Tafel II erläutert. Derjenige Teil der Wasserspiegelberechnung, der für jeden einzelnen Querschnitt vom neuen ausgeführt werden muß, ist in der Tafel III gesondert dargestellt. Er wird im Gesamtdiagramm (Tafel IV) und im ALGOL-Programm (Tafel V) nicht nochmals angeschrieben, sondern durch das Wortsymbol „Prozedur Energielinie“ bzw. 'PROCEDURE' ersetzt.

Im allgemeinen findet dann kein Geschiebetrieb statt, wenn in Gleichung (14)  $S_{iT} \leq \tau_i$ . Es gibt jedoch eine Ausnahme von dieser Regel. Sie ist in Bild 6 schematisch skizziert und entspricht den Verhältnissen, wie sie etwa im Rhein bei Bingen auftreten. Im oberhalb von Bingen gelegenen Abschnitt (i + 1) fließt der Rhein mit geringem Gefälle auf seinen hier relativ feinkörnigen Alluvionen. Von Bingen ab treten kleinere Strombreiten und ein erheblich größeres Gefälle auf, wobei unbedeckter Fels die Stromsohle bildet. Hierbei ist der passive Widerstand der Sohle  $\tau_i$  bei allen Abflüssen größer als der aktive Angriff der Strömung  $S_{iT}$ . Dennoch lagert sich Geschiebe, welches, sobald  $S_{i+1} > \tau_{i+1}$ , aus der oberhalb gelegenen Strecke (i + 1) heraustransportiert wird, nicht, wie es Gleichung (15) besagt, im Abschnitt i ab, sondern durchwandert diesen und verläßt ihn an der Grenze zum Abschnitt (i - 1). Es ist also erforderlich, in den Berechnungsablauf an dieser Stelle eine logische Entscheidung vorzusehen.

Der Aufbau dieses Teiles der Berechnung ist in der rechten Hälfte der Tafel IV im oberen Teil der Laufanweisung „für  $i \leq (E-1) (-1) 1$ “ veranschaulicht. Die Frage, ob sich dann, wenn  $S_{iT} \leq \tau_i$  wird,  $V_{iT}$  tatsächlich zu Null ergibt, ist nicht nur im Fall von Felssohlen, sondern stets zu prüfen. Sie ist zwar nicht für die Höhenlage im Abschnitt i, hingegen für die Massenbilanz des Abschnittes (i + 1) von Bedeutung.

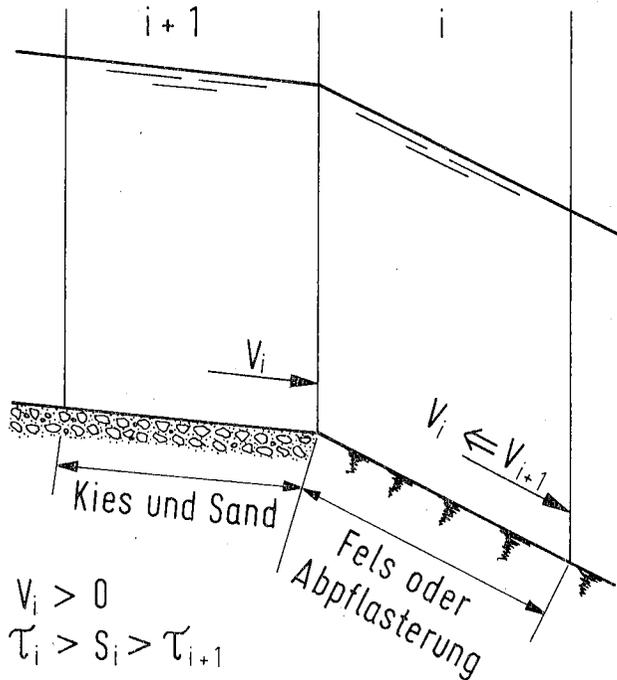
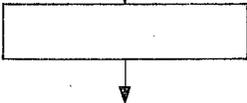
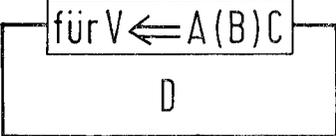
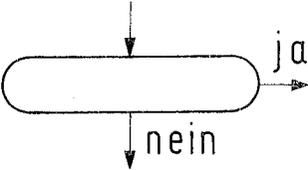
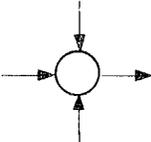


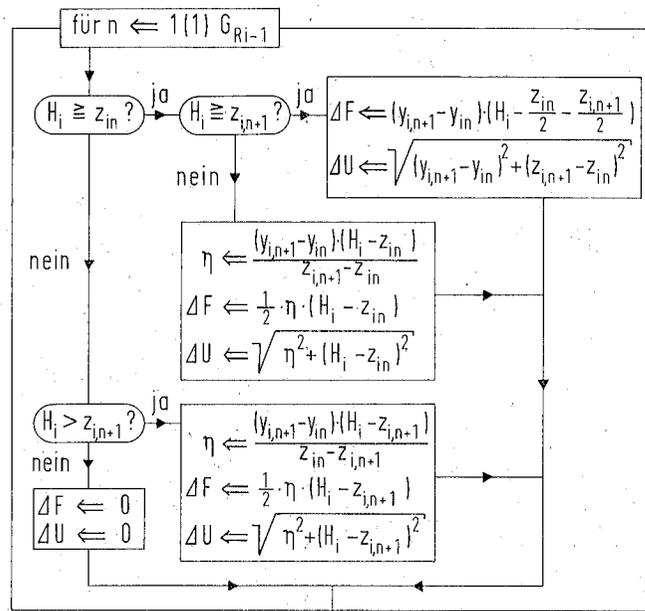
Bild 6  
Schematisches Längsprofil für den Berechnungsfall  $V_i > 0; \tau_i > S_i > \tau_{i+1}$

Tafel II

Symbol	Bezeichnung (und Bemerkung)
	Anfang der Rechnung
	Anweisung (Rechteckiges Kästchen mit nur einem Eingang und einem Ausgang)
	Laufanweisung (Bedeutung: Die Anweisung D wird erst für $V=A$ ausgeführt, anschließend für $V=A+B$ , für $V=A+2B$ , ... usw., bis der letzte Wert von V die Schranke C überschritten hat)
	Bedingung (Kästchen mit abgerundeten Seiten einem Eingang und zwei Ausgängen. Ist die Bedingung erfüllt („ja“), so geht es waagrecht, wenn nicht („nein“), senkrecht weiter)
	Marke (Kreis mit mehreren Eingängen aber nur einem Ausgang)
	Ende der Rechnung
	Ergebnis-Pfeil (Bedeutung: „y ergibt sich aus x“ oder „y wird ersetzt durch x“)

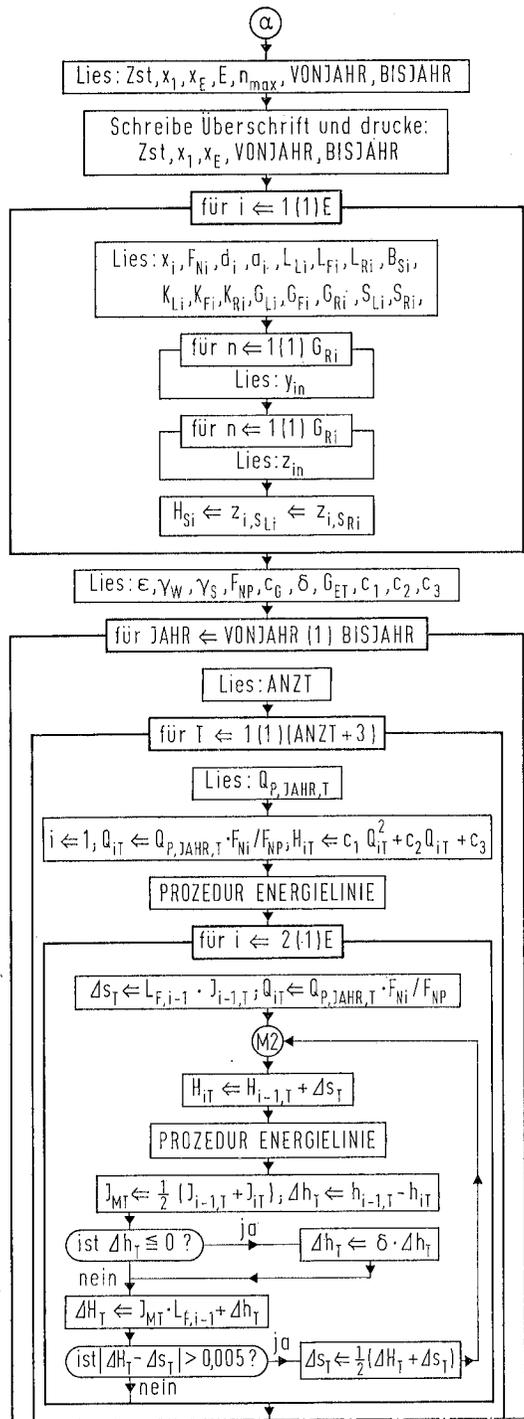
Tafel III

Prozedur Energielinie :



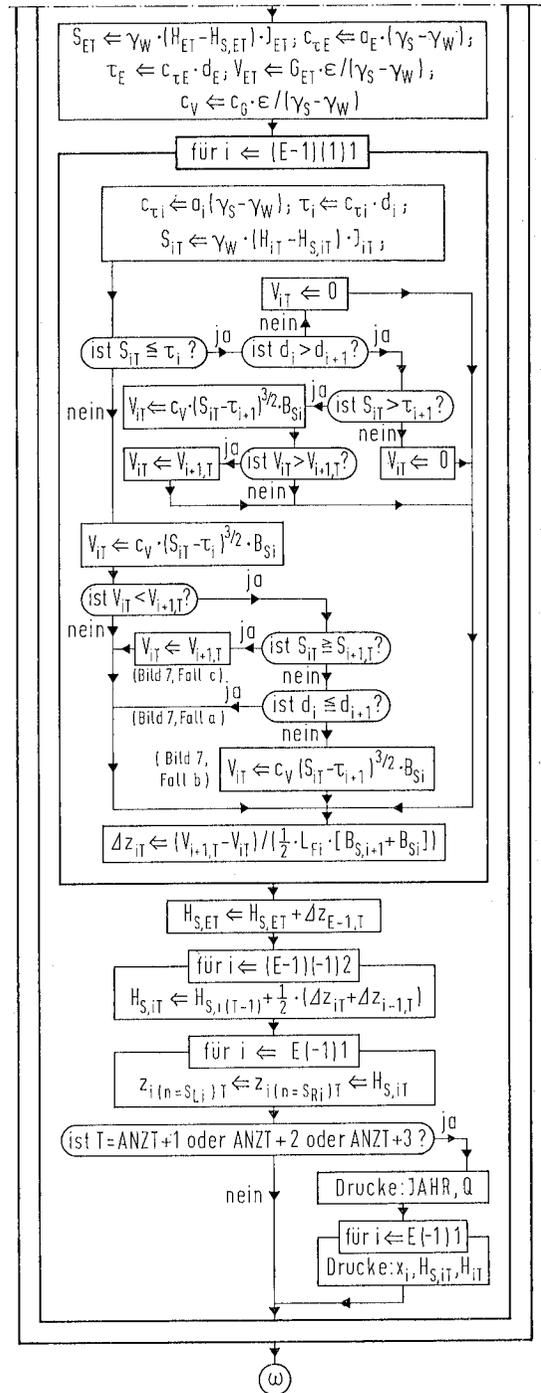
$n = G_{Li}$	$n = G_{Fi}$	$n = G_{Ri}$
$F_{Li} \leftarrow \sum_{n=1}^{n=G_{Li}} \Delta F,$	$F_{Fi} \leftarrow \sum_{n=G_{Li}}^{n=G_{Fi}} \Delta F,$	$F_{Ri} \leftarrow \sum_{n=G_{Fi}}^{n=G_{Ri}} \Delta F,$
$U_{Li} \leftarrow \sum_{n=1}^{n=G_{Li}} \Delta U,$	$U_{Fi} \leftarrow \sum_{n=G_{Li}}^{n=G_{Fi}} \Delta U,$	$U_{Ri} \leftarrow \sum_{n=G_{Fi}}^{n=G_{Ri}} \Delta U,$
$R_L \leftarrow \frac{F_{Li}}{U_{Li}},$	$R_F \leftarrow \frac{F_{Fi}}{U_{Fi}},$	$R_{Ri} \leftarrow \frac{F_{Ri}}{U_{Ri}},$
$W_L \leftarrow k_L \cdot R_L^{2/3} \cdot \sqrt{\frac{L_{Fi}}{L_{Li}}},$	$W_F \leftarrow k_F \cdot R_F^{2/3},$	$W_R \leftarrow k_R \cdot R_R^{2/3} \cdot \sqrt{\frac{L_{Fi}}{L_{Ri}}},$
$A \leftarrow F_{Li} \cdot W_L + F_{Fi} \cdot W_F + F_{Ri} \cdot W_R,$		
$J_i \leftarrow \left( \frac{Q}{A} \right)^2,$		
$v_{Li} \leftarrow W_L \cdot \sqrt{J_i},$	$v_{Fi} \leftarrow W_F \cdot \sqrt{J_i},$	$v_{Ri} \leftarrow W_R \cdot \sqrt{J_i},$
$h_i \leftarrow \frac{1}{2gQ} \cdot (v_{Li}^3 \cdot F_{Li} + v_{Fi}^3 \cdot F_{Fi} + v_{Ri}^3 \cdot F_{Ri})$		

Tafel IV



Fortsetzung siehe rechts oben

Fortsetzung von links unten



Ist  $S_{iT} > \tau_i$ , dann tritt, falls  $V_{iT} > V_{i+1, T}$ , im Abschnitt i Erosion auf. Ist bei  $S_{iT} > \tau_i$  hingegen  $V_{iT} < V_{i+1, T}$ , wobei sowohl  $V_{iT}$  als auch  $V_{i+1, T}$  nach Gleichung (14) ermittelt wurden, so sind 3 Fälle zu unterscheiden (Bild 7):

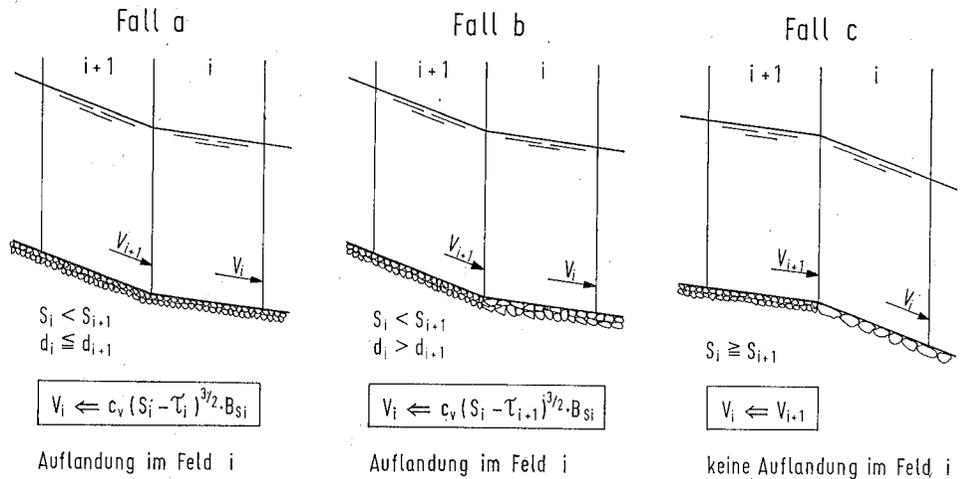


Bild 7

Schematische Längsprofile für die 3 möglichen Berechnungsfälle bei der Bedingung  $V_{iT} < V_{i+1, T}$ , wobei sowohl  $V_{iT}$  als auch  $V_{i+1, T}$  nach Gleichung (14) ermittelt wurden

Fall a:  $S_{iT} < S_{i+1, T}; \quad d_i \leq d_{i+1}$ .

Der Abschnitt i landet auf.

Fall b:  $S_{iT} < S_{i+1, T}; \quad d_i > d_{i+1}$ .

Auch in diesem Falle landet das Feld i auf. Zum Unterschied zu den Verhältnissen beim Fall a ist jedoch für die Berechnung von  $V_i$  der Korndurchmesser des Feldes  $i+1$  maßgebend.

Fall c:  $S_i = S_{i+1}$ .

Es tritt keine Ablagerung im Feld i auf, sondern das von  $i+1$  kommende Geschiebe wird durch den Abschnitt i hindurchtransportiert ( $V_i = V_{i+1}$ ).

Der weitere Fortgang der Berechnung geht ebenfalls aus dem Strukturdiagramm, Tafel IV, hervor. Die Tafel V schließlich enthält das in der Programmiersprache ALGOL 60 [4,5] niedergeschriebene ALGOL-Programm.

## Tafel V

```

'BEGIN'
'REAL' XX, XE, DELTA, GIT, GIT1, GW, GS, FNP, CGT, QPJT, DS, JM, DH, DHV, CV,
      EPSILON, C1, C2, C3;
'INTEGER' ZST, E, MAXN, VONJAHR, BISJAHR, I, N, JAHR, T, ANZT, IL, IR;
READ (C1, C2, C3);
READ (ZST, XX, XE, E, MAXN, VONJAHR, BISJAHR);
WRITE(''
BERECHNUNG DER VERAENDERUNGEN DER HOEHENLAGE DER FLUSSSOHLE UND DES WASSERSPIEGELS
IM ABSCHNITT VON KM '');
TYPE (XX); WRITE ('' BIS KM '');
TYPE (XE); WRITE (''
ZWISCHEN DEN JAHREN ''); TYPE (VONJAHR);
WRITE ('' UND ''); TYPE (BISJAHR);
WRITE (''
ZUSTAND ''); TYPE (ZST);
'BEGIN'
'REAL' 'ARRAY' X, FN, DM, A, BS, KL, KF, KR, VOLUMEN, LL, LF, LR, S, TAU, AGSGW,
      DZ, SH, H, Q, J, HVE[1:E],
      Y, Z [1:E,1:MAXN];
'INTEGER' 'ARRAY' LE, FE, RE, LS, RS [1:E];
'PROCEDURE' ENERG(I,J,HV);
'VALUE' I;
'INTEGER' J;
'ARRAY' J,HV;
'BEGIN'
'REAL' F, U, DIY, DIZ, DF, DU, DIH, ZZ, HDI, FLINKS, ULINKS, FRECHTS, URECHTS,
      FFLUSS, UFLUSS, RLI, WLI, RRE, WRE, WFL, RFL, AI, V, VLI, VFL, VRE;
'INTEGER' NEND, NANF, N, IZAHL;
NEND:= LECT-1;
NANF:= 1;
IZAHL:= 1;
ALFA:
F:= U:= 0;
'FOR' N := NANF 'STEP' 1 'UNTIL' NEND 'DO'
  'BEGIN'
  DIY:= Y[I,N+1] - Y[I,N];
  DIZ:= Z[I,N+1] - Z[I,N];
  'IF' H[I] 'NOT LESS' Z[I,N] 'THEN'
    'BEGIN'
    'IF' H[I] 'NOT LESS' Z[I,N+1] 'THEN'
      'BEGIN'
      DF:= DIY * (H[I] - 0,5 * Z[I,N] - 0,5 * Z[I,N+1]);
      DU:= SQRT ( DIY * DIY + DIZ * DIZ )
      'END'
    'ELSE'
      'BEGIN'
      DIH:= H[I] - Z[I,N];
      ZZ:= DIY * DIH / DIZ;
      DF:= 0,5 * ZZ * DIH;
      DU:= SQRT ( ZZ * ZZ + DIH * DIH )
      'END'
    'END'
  'ELSE'

```

noch: **Tafel V**

```

      *BEGIN*
      *IF* H[C] *GREATER* Z[C,N+1] *THEN*
      *BEGIN*
      HDI:= H[C] - Z[C,N+1];
      ZZ:= DIY * HDI / (Z[C,N] - Z[C,N+1]);
      DF:= 0,5 * ZZ * HDI;
      DU:= SQRT (ZZ * ZZ + HDI * HDI)
      *END*
      *ELSE*
      *BEGIN*
      DF:= DU:= 0
      *END*
      *END*
      F:= F + DF;
      U:= U + DU
      *END*
      *IF* IZAHL *EQUAL* 1 *THEN*
      *BEGIN*
      FLINKS:= F;
      ULINKS:= U;
      NANF:= LEE[C];
      NEND:= FEE[C]-1;
      IZAHL:= 2;
      *GOTO* ALFA
      *END*
      *ELSE*
      *BEGIN*
      *IF* IZAHL *EQUAL* 2 *THEN*
      *BEGIN*
      FFLUSS:=F;
      UFLUSS:= U;
      NANF:= FEE[C];
      NEND:= REC[C]-1;
      IZAHL:= 3;
      *GOTO* ALFA
      *END*
      *ELSE*
      *BEGIN*
      FRECHTS:= F;
      URECHTS:= U
      *END*
      *END*

      *IF* ULINKS *EQUAL* 0 *THEN*
      *BEGIN*
      RLI:= 0;
      WLI:= 0
      *END*
      *ELSE*
      *BEGIN*
      RLI:= FLINKS/ ULINKS;
      *IF* RLI *NOT GREATER* 0 *THEN*
      WLI:= 0
      *ELSE*

```

noch: **Tafel V**

```

WLI:= KLCI] * EXP(0.6666666667 * LN(RLI)) * SQRT(LFCI]/LLCI])
'END';

'IF' URECHTS 'EQUAL' 0 'THEN'
  'BEGIN'
RRE:= 0;
WRE:= 0
  'END'
'ELSE'
  'BEGIN'
RRE:= FRECHTS / URECHTS;
'IF' RRE 'NOT GREATER' 0 'THEN'
  WRE:= 0
'ELSE'
  WRE:= KRCI] * EXP(0.6666666667 * LN(RRE)) * SQRT(LFCI]/LREI])
  'END';
RFL:= FFLUSS / UFLUSS;
'IF' RFL 'NOT GREATER' 0 'THEN' WFL:= 0
'ELSE'
WFL:= KFCI] * EXP(0.6666666667 * LN(RFL));
A1:= FLINKS * WLI + FFLUSS * WFL + FRECHTS * WRE;
JC1]:= QC1] * QE1] / (A1 * A1);
V:= SQRT (JC1]);
VLI:= WLI * V;
VFL:= WFL * V;
VRE:= WRE * V;
WC1]:= (VLI * VLI * VLI * FLINKS
        + VFL * VFL * VFL * FFLUSS
        + VRE * VRE * VRE * FRECHTS) / (19.82 * QE1]);
'END' PROCEDURE ENERG;
'FOR' I := 1 'STEP' 1 'UNTIL' E 'DO'
  'BEGIN' READ (XC1], FNC1], DMC1], AC1], LLE1], LFC1], LRC1], BSC1], KLC1], KFC1], KRC1],
           LEC1], FEC1], REC1], LSC1], RSC1]);
'FOR' N := 1 'STEP' 1 'UNTIL' REC1] 'DO'
  READ (YCI, N]);
'FOR' N := 1 'STEP' 1 'UNTIL' REC1] 'DO'
  READ (ZCI, N]);
  IL:= LSC1];
  IR:= RSC1];
  'IF' ZCI, IL] 'EQUAL' ZCI, IR] 'THEN'
  SHCI]:= ZCI, IL]
  'ELSE'
  'BEGIN'
  WRITE (''
  FEHLER BEI DATEN VON KM ''); TYPE (XC1]);
  'GOTO' STOP
  'END'
  'END';

READ (EPSILON, GW, GS, FNP, CGT, DELTA, GIT1);
'FOR' JAHR := VONJAHR 'STEP' 1 'UNTIL' BISJAHR 'DO'
  'BEGIN'
  READ (ANZT);
  'FOR' T := 1 'STEP' 1 'UNTIL' ANZT+3 'DO'

```

noch: Tafel V

```

'BEGIN'
READ (QPJT);
I:= 1;
QE I := QPJT * FNC I / FNP;
HE I := C1 * QE I * Q I + C2 * QE I + C3;
ENERG (I,J,HV);
'FOR' I:= 2 'STEP' 1 'UNTIL' E 'DO'
  'BEGIN'
  DS:= LFE I-1 * J I-1;
  QE I := QPJT * FNC I / FNP;
  M2: HE I := HE I-1 + DS;
  ENERG (I, J, HV);
  JM:= 0,5 * (J I-1 + J I);
  DHV:= HVE I-1 - HVE I;
  'IF' DHV 'NOT GREATER' 0 'THEN'
  DHV:= DELTA * DHV;
  DH:= JM * LFE I-1 + DHV;
  'IF' ABS(DH-DS) 'GREATER' 0,005 'THEN'
  'BEGIN'
  DS:= 0,5 * (DH+DS);
  'GOTO' M2
  'END';
  'END';

SEE := GW * (HEE - SHEE) * JEE ;
AGSGWEE := ACE * (GS - GW) ;
TAUEE := AGSGWEE * DMEE ;
VOLUMENEE := GIT1 * EPSILON / (GS - GW) ;
CV := CGT * EPSILON / (GS - GW) ;
'FOR' I := (E - 1) 'STEP' -1 'UNTIL' 1 'DO'
  'BEGIN'
  AGSGWE I := ACE * (GS - GW) ;
  SE I := GW * (HE I - SHE I) * J I ;
  TAU E I := AGSGWE I * DME I ;
  'IF' SE I 'NOT GREATER' TAU E I 'THEN'
  'BEGIN'
  'IF' DME I 'GREATER' DME I + 1 'THEN'
  'BEGIN'
  'IF' SE I 'GREATER' TAU E I + 1 'THEN'
  'BEGIN'
  VOLUMEN I := CV * EXP (1,5 * LN(SE I - TAU E I + 1)) * BSE I ;
  'IF' VOLUMEN I 'GREATER' VOLUMEN I + 1 'THEN'
  VOLUMEN I := VOLUMEN I + 1 ;
  'END'
  'ELSE'
  VOLUMEN I := 0 ;
  'END'
  'ELSE'

VOLUMEN I := 0 ;
'END'
'ELSE'
'BEGIN'
VOLUMEN I := CV * EXP (1,5 * LN(SE I - TAU E I)) * BSE I ;

```

noch: **Tafel V**

```

'IF' VOLUMEN[I] 'LESS' VOLUMEN[I + 1] 'THEN'
'BEGIN'
'IF' S[I] 'NOT LESS' S[I + 1] 'THEN'
VOLUMEN[I] := VOLUMEN[I + 1]
'ELSE'
'BEGIN'
'IF' DMC[I] 'GREATER' DMC[I + 1] 'THEN'
VOLUMEN[I] := CV * EXP (1.5 * LN(S[E I] - TAU[E I + 1])) * BSE[I] ;
'END'
'END'
'END' ;
DZ[E I] := (VOLUMEN[I + 1] - VOLUMEN[I]) / (0.5 * LFC[I] * (BSE[I + 1] + BSE[I])) ;
'END' ;
SHE[E] := SHE[E] + DZ[E - 1] ; 'FOR' I:= E-1 'STEP' -1 'UNTIL' 2 'DO'
SHE[I] := SHE[I] + 0.5 * (DZ[E I] + DZ[E I-1]);
'FOR' I:= E 'STEP' -1 'UNTIL' 1 'DO'
  'BEGIN'
  IL:= LSE[I];
  IR:= RSE[I];
  ZE[I,IL]:= SHE[I];
  ZE[I,IR]:= SHE[I]
  'END';
'IF' T 'EQUAL' ANZT+1 'OR' T 'EQUAL' ANZT+2 'OR' T 'EQUAL' ANZT+3 'THEN'
'BEGIN'
WRITE(''

```

WASSERSTAENDE BEI EINEM ABFLUSS VON ''); TYPE (QPJT);  
 WRITE ('' CBM/S

AM PEGEL

XC[I]	JC[I]	SE[I]	TAUE[I]	VOLUMEN[I]	SHE[I]	HE[I]
-------	-------	-------	---------	------------	--------	-------

```

'');
'FOR' I:= E 'STEP' -1 'UNTIL' 1 'DO'
  'BEGIN'
  FIXT(4,3,XC[I]); SPACE(2);
  FIXT(0,7,JC[I]); SPACE(2);
  FIXT(5,3,SE[I]); SPACE(2);
  FIXT(5,3,TAUE[I]); SPACE(2);
  FIXT(7,2,VOLUMEN[I]); SPACE(2);
  FIXT(4,2,SHE[I]); SPACE(2);
  FIXT(4,2,HE[I]); WRITE(''
  'END'
  'END'
  'END'
  'END';
STOP:
'END'
'END'

```

**Schriftumsverzeichnis**

- [1] MEYER-PETER, E. und MULLER, R.: Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs. Schweizerische Bauzeitung 67 (1949) S. 29—32.
- [2] MEYER-PETER, E. und MULLER, R.: Formulas for Bed-Load Transport. Bericht über die zweite Tagung des Int. Verbandes für wasserbaul. Versuchswesen Stockholm, 1948, S. 39—64.
- [3] FELKEL, K. und CANISIUS, P.: Rechenautomatenprogramm zur Spiegelberechnung für ausufernde Hochwässer. Die Wasserwirtschaft (1967), S. 308—314.
- [4] BACKUS, J. W. et al.: Revised Report on the Algorithmic Language ALGOL 60. Numerische Mathematik 4 (1963) S. 420—453.
- [5] BAUMANN, R.: ALGOL-Manual der ALCOR-Gruppe. München und Wien: Verlag R. Oldenbourg 1965.

## Abteilung I — Binnenschifffahrt

### Thema 6

#### Grundsätze für Entwurf und Ausführung wirtschaftlicher Uferbefestigungen von Flüssen und Kanälen für die See- und Binnenschifffahrt

von

Dipl.-Ing. Kurt Feuerhake, Baudirektor, Behörde für Wirtschaft und Verkehr, Strom- und Hafenausbau Hamburg; Dipl.-Ing. Rudolf Hintze, Oberregierungsbaurat, Wasser- und Schifffahrtsamt Mainz; Dipl.-Ing. Werner Hofmann, Oberregierungsbaurat, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dipl.-Ing. Heinrich Meyer, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schifffahrtsdirektion, Hannover; Dipl.-Ing. Hans Theodor Schröder, Oberregierungsbaurat, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

#### Zusammenfassung

Die Böschungen von Wasserstraßen unterliegen erheblichen Beanspruchungen durch die Schifffahrt. Bei Flüssen kommen die natürlichen Strömungskräfte des durchfließenden Wassers hinzu.

Die Schifffahrtskanäle sind wegen ihrer erheblichen Baukosten fast durchweg mit einem Mindestquerschnitt ausgebaut, der den Erfordernissen der sich weiterentwickelnden Schifffahrt — größere Schiffe (größere Wasserverdrängung und größerer Eintauchquerschnitt), höhere Durchfahrtsgeschwindigkeit, Steigerung der Anzahl der Schiffsdurchfahrten — nicht mehr gerecht wird. Das Kräftespiel in Flüssen und Kanälen erfordert die Befestigung von Böschungen mit Deckwerken.

Für die Gestaltung wirtschaftlicher Uferbefestigungen ist die Kenntnis der die Böschungen beanspruchenden Kräfte und ihre Größenordnung sowie ihre Auswirkungen unerlässlich.

Naturversuche am Main-Donau-Kanal und am Nord-Ostsee-Kanal sowie Modellversuche für eine zweckmäßige Dimensionierung des Querschnitts des Nord-Ostsee-Kanals, welche bei der Wasserbauversuchsanstalt „Sogréah“ in Grenoble durchgeführt sind, haben zu wertvollen Erkenntnissen geführt. Alle Versuche besagen übereinstimmend, daß die schädlichen Kräfte in einem Kanalbett progressiv anwachsen mit zunehmender Schiffsgeschwindigkeit und mit abnehmendem Querschnittsverhältnis  $n$  (Verhältnis Kanalquerschnitt zu Eintauchquerschnitt des Schiffes). Versuche mit Schiffsgeschwindigkeiten bis 15 km/h haben ergeben, daß das Querschnittsverhältnis  $n$  mindestens 7 betragen sollte. Die dann noch auftretenden Kräfteauswirkungen können mit wirtschaftlichen Uferbefestigungen abgewehrt werden. Dies gilt sowohl für Binnen- als auch für Seekanäle.

Bei Schiffsdurchfahrten sind als schädlichste Kräfte, die sich im gesamten Böschungsbereich auswirken, Absenk des Wasserspiegels und Rückströmung anzusehen. Beide durchlaufen die Wasserstraße mit dem fahrenden Schiff. Absenktiefen bis zu 90 cm mit Wassergeschwindigkeiten der Rückströmung von  $\sim 1,5$  m/s und Beschleunigungen der Rückströmung von  $2,0$  m/s<sup>2</sup> sind im Main-Donau-Kanal gemessen worden. Vom Nord-Ostsee-Kanal liegen ähnliche Ergebnisse vor.

Schnellfahrende Motorschiffe erzeugen Bug- und Heckwellen, die sich nur im engeren Bereich der Wasserspiegellinie schädlich auswirken.

Weitere beobachtete Wellenarten, wie beispielsweise Stauwellen, die sich ständig vom Bug des fahrenden Schiffes ablösen und diesem vorausseilen, haben keine schädigende Wirkung gezeigt.

Außergewöhnliche Belastungen eines Kanal- und Flußbettes sind besonders durch Böschungserosion und Schiffsschraubenstrom gegeben.

Neben den genannten Natur- und Modellversuchen geben natürlich allgemeine Beobachtungen und Messungen an natürlichen und künstlichen Wasserstraßen einen Anhalt über weitere auftretende Kräfte. Hier sind zu nennen die natürlichen Strömungen in Flüssen und Tideflüssen bei wechselnden Wasserständen, weiter die Beeinflussungen durch Wind und schließlich die mechanischen Beanspruchungen an den Ufern durch Eisgang.

Die Auswirkungen der schädlichen Kräfte sind bei Flüssen abhängig von der Wasserführung mit ihren besonderen Charakteristiken und der Querschnittsgestalt, bei Kanälen neben der Verhältnisgröße  $n$  und der Geschwindigkeit der durchfahrenden Schiffe von der Häufigkeit der Durchfahrten und schließlich von den geologisch-morphologischen Verhältnissen entlang der Wasserstraße.

Eine Uferbefestigung soll derart gestaltet sein, daß sie die vielfältig auftretenden Kräfte im Gewässer schadlos aufzunehmen vermag. Dabei ist zu fordern:

Rauhigkeit zur wirkungsvollen Brechung der Wellen und zur Begehbarkeit für Mensch und Tier,

Wasserdurchlässigkeit unter Verhinderung des Auslaufens von Bodenbestandteilen aus dem Untergrund,

Flexibilität in erosionsanfälligen Böden sowie bei weichem nachgiebigem und setzungsempfindlichem Untergrund,

großflächiger Zusammenhalt bei weichem, nachgiebigem Untergrund (Lastverteilung),

Ausdehnung der Uferbefestigung in dem Maße, daß die nicht befestigten Böschungsfächen nicht zerstört werden.

Die Gestaltung eines Uferdeckwerkes wird im wesentlichen bestimmt durch

die Einbaumöglichkeit,

die zur Verfügung stehenden Baustoffe und ihre Eignung,

die Wirtschaftlichkeit des Einbauverfahrens und der Unterhaltung,

die Lebensdauer,

die Anpassung an Struktur und Nutzung der angrenzenden Landschaft und Einpassung in das Landschaftsbild.

In Deutschland sind sowohl an Flüssen als auch Kanälen, sowohl im Binnenland als auch im Seebereich Uferbefestigungen aus Natursteinen am weitesten verbreitet. Die aufgeführten Beispiele zeigen derartige Deckwerke in verschiedenen Varianten. Der Naturstein wird vorwiegend als Schüttstein eingebaut. Eine besondere Bettung übernimmt in den meisten Fällen die Funktion eines Filters. Faschinenmatten mit eingestreutem Mischkies und Bongossimatten mit Nylongeweben verbessern nicht nur in feinsandigen Bereichen die Filterwirkung, sondern sie werden auch als lastverteilendes Element in weichen nachgiebigen Böden eingebaut. Mehrere Beispiele zeigen Deckwerke, die über der Wasserlinie, also dort, wo der Einbau und die Unterhaltung im Trockenen durchgeführt werden kann, aus Setzpack oder Pflaster auf einer entsprechenden Bettung erstellt sind, während die Steinschüttung sich nur auf den Unterwasserbereich erstreckt. Während die Setzpacklage aus Naturstein besteht, findet als Pflasterstein vorwiegend der Betonformstein oder auch ein Schlackenformstein Verwendung. Gute Erfahrungen mit Pflasterungen über der Wasserlinie liegen an Rhein und Elbe vor.

Deckwerke aus Beton oder solche mit bituminöser Bindung beginnen sich durchzusetzen, insbesondere bei der Neuanlage oder der Erweiterung vorhandener Kanäle. Geschlossene Betonabdeckungen sind nicht flexibel; Betonpflastersteine sind aber nur beschränkt einbaufähig. Daher sind Plattenmatten entwickelt worden. Die Platten werden entweder durch Nylonbahnen zusammengehalten, die gleichzeitig dem Frischbeton, der an Ort und Stelle eingebracht wird, als „Schalung“ dienen oder aber bei vorgefertigten Plattenmatten durch Stahlseile aneinandergekettet. Für beide Systeme ist eine Filterschicht als Unterbau erforderlich.

Teer- und Asphaltbeton sind flexibler als Beton. Auch ist hiermit der Einbau fugenloser Abdeckungen möglich. Bisher ist Teer- und Asphaltbeton im wesentlichen in trockenen Baugruben zum Einbau gelangt. Zur Zeit werden erfolgversprechende Verfahren erarbeitet, die einen rationellen Einbau auch unter Wasser möglich machen sollen.

### Inhalt

	Seite
1. Allgemeine Einführung .....	147
2. Die die Ufer von Wasserstraßen beanspruchenden Kräfte .....	148
2.1 Ergebnisse der Naturversuche am Main-Donau-Kanal .....	148
2.2 Ergebnisse der Naturversuche am Nord-Ostsee-Kanal (Kiel-Kanal) .....	153
2.3 Diskussion der Ergebnisse der Naturversuche .....	155
2.4 Sonstige Auswirkungen der Schiffahrt .....	156
2.5 Beanspruchung der Böschungen in natürlichen Wasserstraßen .....	157
3. Die Wirkungen der Kräfte .....	159
4. Folgerungen für Entwurf und Ausführung von Uferbefestigungen an Wasserstraßen .....	159
4.1 Allgemeine Gestaltungsmerkmale, die sich aus der Aufgabe eines Uferdeckwerks ergeben .....	159
4.2 Einbaumöglichkeit und Baustoff-Auswahl, Wirtschaftlichkeit der Bauverfahren und Lebensdauer .....	161
4.3 Weitere die Deckwerksgestaltung beeinflussende Gesichtspunkte .....	161
5. Entwurfs- und Ausführungsbeispiele .....	162
5.1 Ufersicherung aus Steinschüttung und Setzpacklage .....	162
5.2 Pflasterdeckwerke aus Natur- und Kunststeinen .....	168
5.3 Ufersicherung aus Kunststeinmatten .....	169
5.4 Bituminöse Deckwerke .....	172
5.5 Spundwandeneinfassungen .....	173
6. Technisch-wirtschaftliche Planungsgesichtspunkte .....	174

#### 1. Allgemeine Einführung

Die Böschungen und die Sohle der schiffbaren Flüsse und der Schiffahrtskanäle werden außer durch Kräfte der Natur durch Kräfte beansprucht, die spezifisch durch den Schiffsverkehr hervorgerufen werden. Für Stillwasserkanäle, die vorwiegend der Schiffahrt dienen, sind für die Standfestigkeit der Ufer allein diese Kräfte maßgebend; bei natürlichen Wasserstraßen tritt bei zunehmendem Verkehr der Einfluß der

natürlichen Beanspruchungen gegenüber denen aus dem Verkehr zurück, insbesondere dadurch, daß die stärkeren Strömungsbeanspruchungen nur kurzzeitig, z. B. während eines Hochwassers, auftreten, die Dauerbeanspruchung durch den Schiffsverkehr jedoch ganzjährig erfolgt.

Diese Beanspruchungen sind für die hier behandelten Wasserstraßen in den letzten Jahren besonders dadurch angestiegen, daß zum einen die Schiffe mit stärkeren Motoren ausgerüstet und damit die Fahrgeschwindigkeiten wesentlich erhöht worden sind, und zum anderen infolge der größeren Dichte des Verkehrs verstärkt Begegnungen und Überholungen stattfinden. Damit kommt der Ausführung wirtschaftlicher Uferbefeestigungen an Flüssen und Kanälen eine erhebliche Bedeutung zu.

Für die sinnvolle Dimensionierung und Gestaltung der Uferbefeestigungen ist die Kenntnis des Kräftespiels an den Ufern sowie seiner Auswirkungen unerlässlich. In jüngster Zeit sind Naturmessungen in Schiffahrtskanälen durchgeführt worden (Main-Donau-Kanal und Nord-Ostsee-Kanal), die interessante Aufschlüsse, insbesondere über die von der Schifffahrt in einem Kanalbett erzeugten Kräfte gegeben haben. Die Messungen am Nord-Ostsee-Kanal sind noch ergänzt worden durch Modellversuche bei der Wasserbauversuchsanstalt „Sogréah“ in Grenoble. Im folgenden werden zunächst die Ergebnisse der Versuche kurz zusammengefaßt, dann die Auswirkungen der Kräfteangriffe auf Böschungen behandelt und die Folgerungen für Entwurf und Ausführung von Uferbefeestigungen an Hand von Beispielen gezogen.

## 2. Die die Ufer von Wasserstraßen beanspruchenden Kräfte

### 2.1 Ergebnisse der Naturversuche am Main-Donau-Kanal

Die Versuchsfahrten am Main-Donau-Kanal fanden in der Haltung Bamberg statt, dessen Regelprofil in Bild Nr. 1 dargestellt ist:

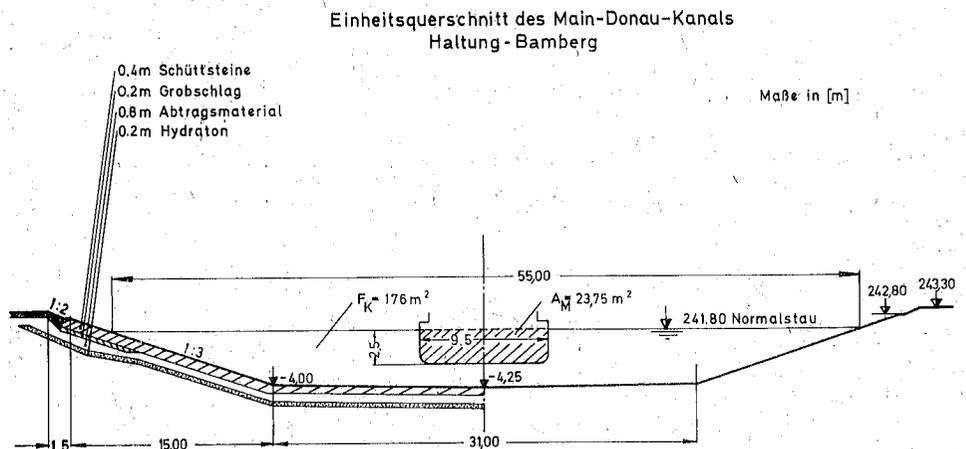


Bild Nr. 1  
Regelprofil des Main-Donau-Kanals (Haltung Bamberg)

Die 1 : 3 geneigte Böschung ist mit Schüttsteinen bis zum Böschungsfuß befestigt. Die Wassertiefe beträgt am Böschungsfuß 4,0 m, in Kanalmitte 4,25 m. Das Verhältnis  $n$ , das aus dem Kanalquerschnitt ( $F_K$ ) zum 2,5 m eingetauchten Schiffsquerschnitt (Hauptspanfläche  $A_M$ ) gebildet wird, liegt bei 7,4. Als Versuchsschiffe dienten ein Europaschiff von 80 m Länge und 9,5 m Breite (Typ „Johann Welker“) sowie Schubverbände gleicher Breite, jedoch größerer Länge (90 m bzw. 160 m).

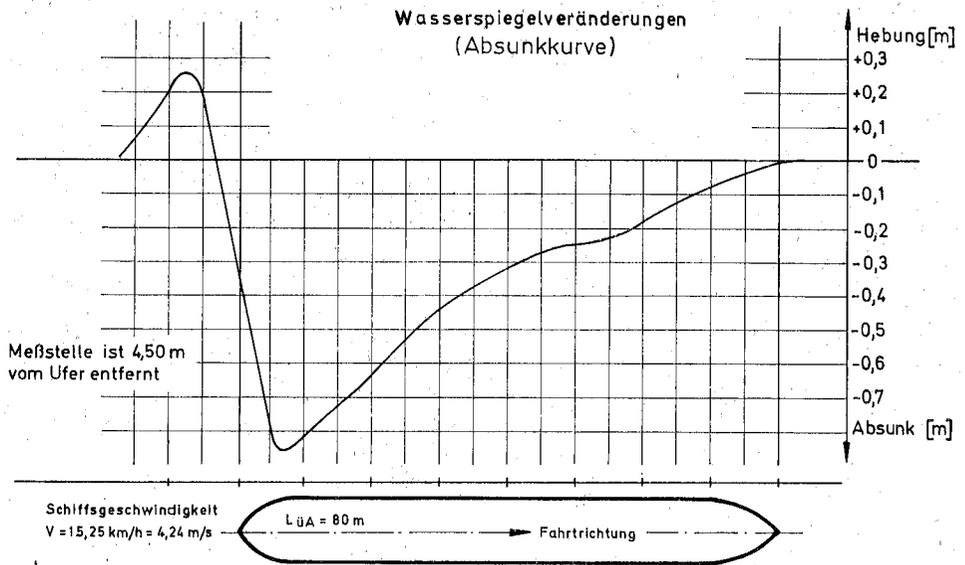


Bild Nr. 2  
Wasserspiegelveränderungen (Absunkkurve)  
(Leerschiff)

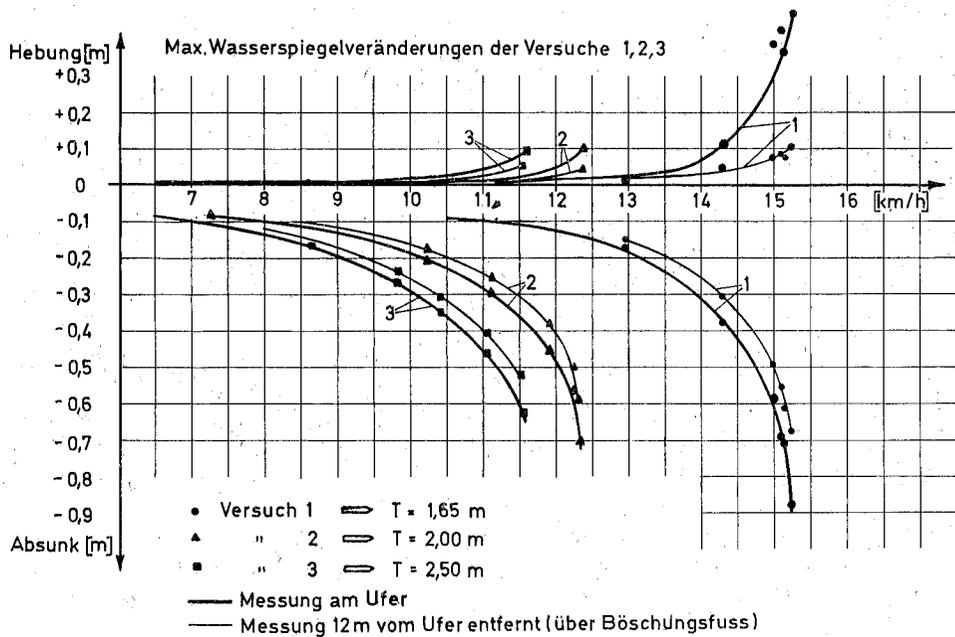


Bild Nr. 3  
Max. Wasserspiegelveränderungen für das Europaschiff im Böschungsbereich

Bild Nr. 2 zeigt den Absenk des Kanalwasserspiegels bei der Fahrt des leeren Europaschiffes in Kanalachse bei 15,6 km/h Fahrtgeschwindigkeit; der Absenk wurde an 4 Stellen zwischen Kanalufer und Böschungsfuß gemessen. Rückströmung und Absenk erreichen erst oberhalb einer Mindestfahrtgeschwindigkeit meßbare Werte, diese wachsen dann jedoch schnell an. Der Wasserspiegel steigt nach schnelleren Fahrten im Heckbereich gleichzeitig an allen 4 Meßstellen sehr schnell und steil an; es bildet sich eine „Heckquerwelle“ aus. Bei größeren Fahrtgeschwindigkeiten wird diese Heckquerwelle überkritisch, sie überschlägt sich laufend und brandet am Ufer hoch. Das Versuchsschiff fuhr in Kanalmitte; jede Abweichung hiervon erhöht die Beanspruchung der Böschung. Das tritt bei jeder Überholung und Begegnung ein. Es sei bereits jetzt hervorgehoben, daß diese Vorgänge die stärksten der die Böschung angreifenden Kräfte hervorrufen.

Die Ergebnisse der Messungen der max. Wasserspiegelveränderungen sowie der max. Wassergeschwindigkeiten und -beschleunigungen für verschiedene Schiffsgeschwindigkeiten sind zusammengefaßt in Bild Nr. 3 und Bild Nr. 4:

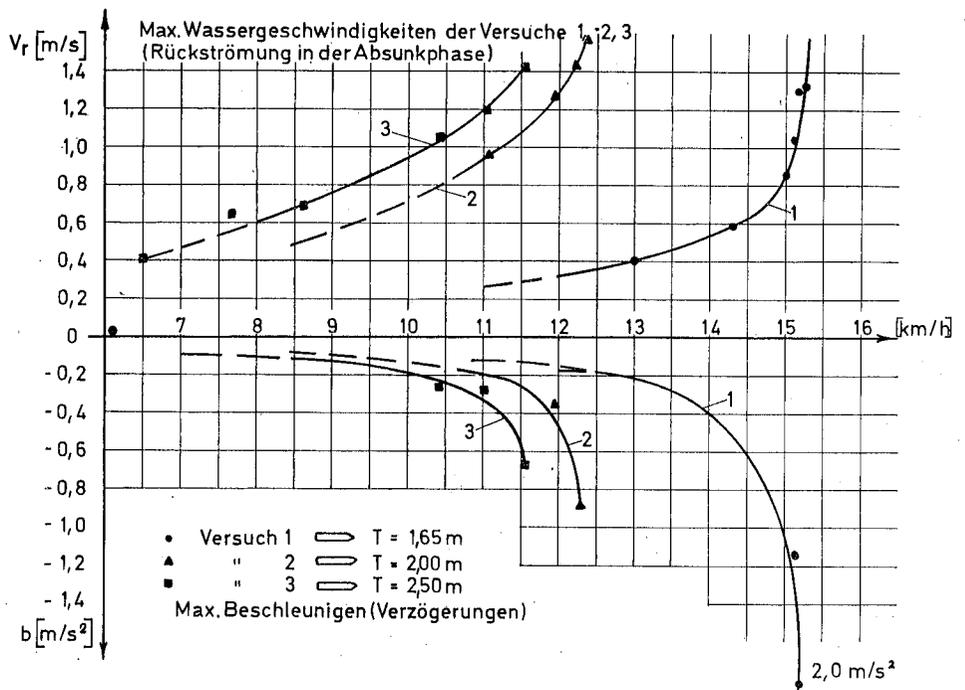


Bild Nr. 4  
Max. Rückstromgeschwindigkeiten und Beschleunigungen für das Europaschiff im Böschungsbereich

Die Fahrten fanden auf der Kanalachse, also mittig im Kanal, statt. Die max. Wasserspiegelabsenkung trat bei der schnellsten Fahrt (15,2 km/h) des Leerschiffes (1,65 m Eintauchtiefe) auf; sie betrug am Ufer  $\sim 90$  cm, über dem Böschungsfuß  $\sim 70$  cm. Die max. Wasserspiegelanhebung der Heckquerwelle betrug bei der gleichen Fahrt 45 cm am Ufer und 10 cm über dem Böschungsfuß. Die max. Rückströmungen traten jedoch bei den Fahrten der beladenen Schiffe (Versuchsfahrten 2 und 3) auf, und zwar mit

Werten von  $\sim 1,5$  m/s. Die max. Beschleunigung (Verzögerung) der Rückströmung trat dagegen mit  $\sim 2,0$  m/s<sup>2</sup> bei der schnellsten Fahrt des Leerschiffes auf. Diese Werte sind die Komponenten der Geschwindigkeiten und Beschleunigungen für die Hauptrichtung der Kanalachse. Die sich vektoriell aus den Einzelrichtungen zusammensetzenden Werte der max. Gesamtgeschwindigkeit und max. Beschleunigung liegen also höher.

Die Abhängigkeit des Absunks insbesondere vom Eintauchquerschnitt und damit vom Verhältnis  $n$  zeigt die Gegenüberstellung von Schiffsfahrten eines leeren (Versuchsfahrt 1), eines halbbeladenen (Versuchsfahrt 2) und eines voll beladenen Schiffes (Versuchsfahrt 3) bei etwa gleicher Schiffsgeschwindigkeit in Bild Nr. 5. Auch die Verschiebung der Lage des tiefsten Absunks in bezug auf das Schiff ist bemerkenswert; beim Leerschiff ist der tiefste Absunk kurz vor dem Heckdurchgang des Schiffes, das hecklastig getrimmt ist, beim beladenen Schiff, das buglastig getrimmt ist, verschiebt sich dieser Punkt weiter voraus.

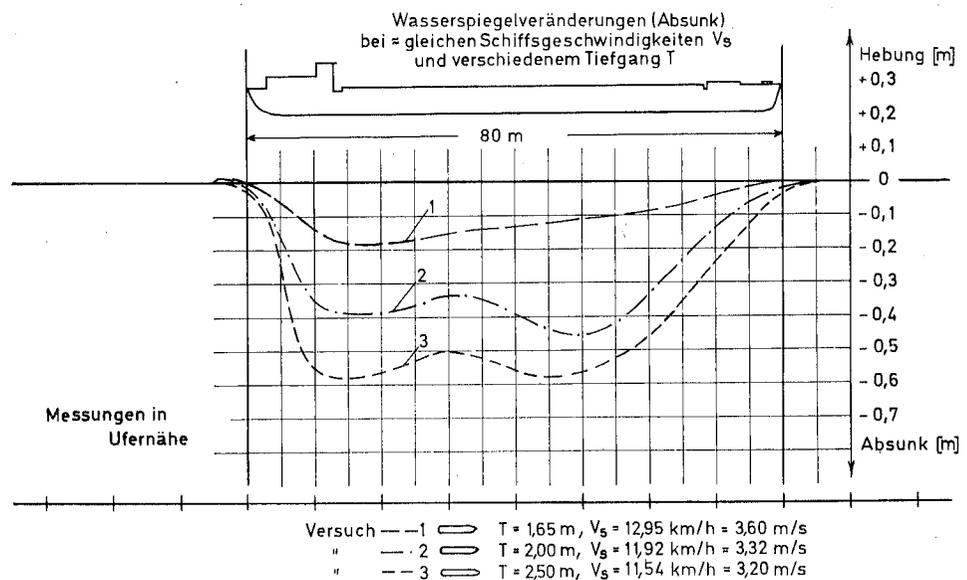


Bild Nr. 5  
Wasserspiegelveränderungen (Absunk) für das Europaschiff  
bei verschiedenem Tiefgang  $T$

Die Höhenschichtliniendarstellung des Wasserspiegels und die zweidimensionale ebene Vektor-Darstellung der Rückstromgeschwindigkeiten (Leerschiffsfahrt mit  $\sim 15,2$  km/h) für den Bereich der Uferböschung zeigen Bilder 6 und 7.

Man erkennt insbesondere aus der Vektor-Darstellung, wie stark die Rückströmung nach Größe und Richtung beim Heckdurchgang des Schiffes umschlägt.

Bei den Versuchen waren auch Schubverbände beteiligt. Die Versuchsfahrten zeigten, daß die von den Schubeinheiten hervorgerufenen Rückstromgeschwindigkeiten, die Absunkwerte und auch die Geschwindigkeitsänderungen (Beschleunigungswerte) geringer sind; somit bleiben die von ihnen verursachten Kräfte unter denen, die von den Motor-güterschiffen verursacht werden.

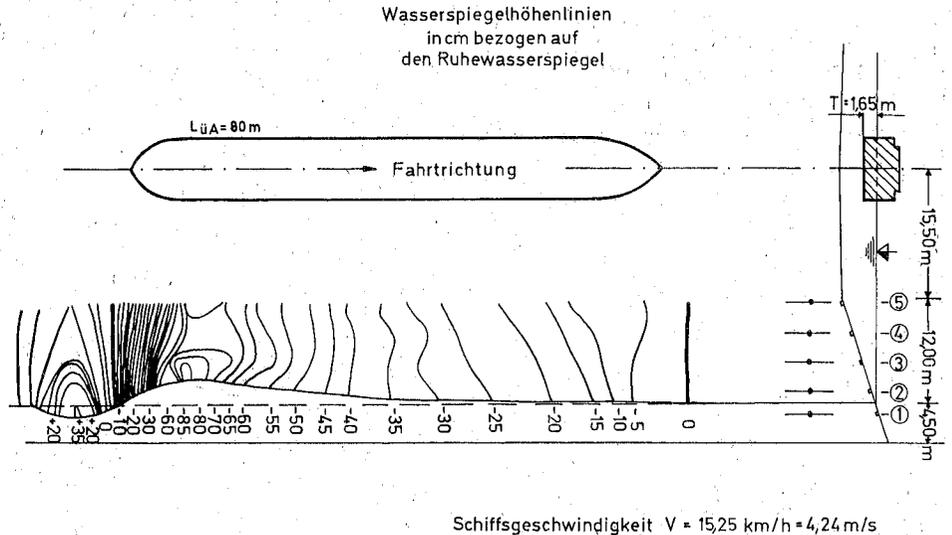


Bild Nr. 6  
Wasserspiegelveränderungen (Höhenliniendarstellung) für das Europaschiff (unbeladen)  
mit  $V_s = 15,25 \text{ km/h}$

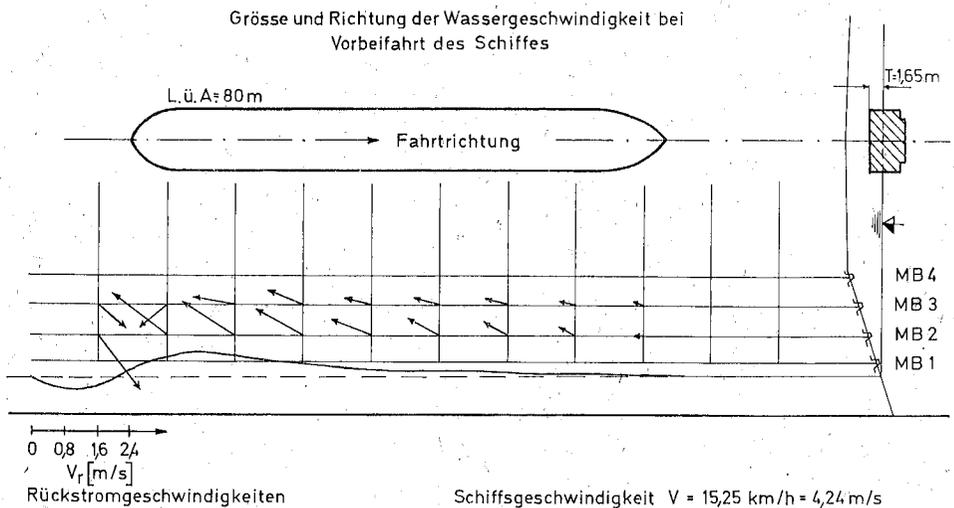
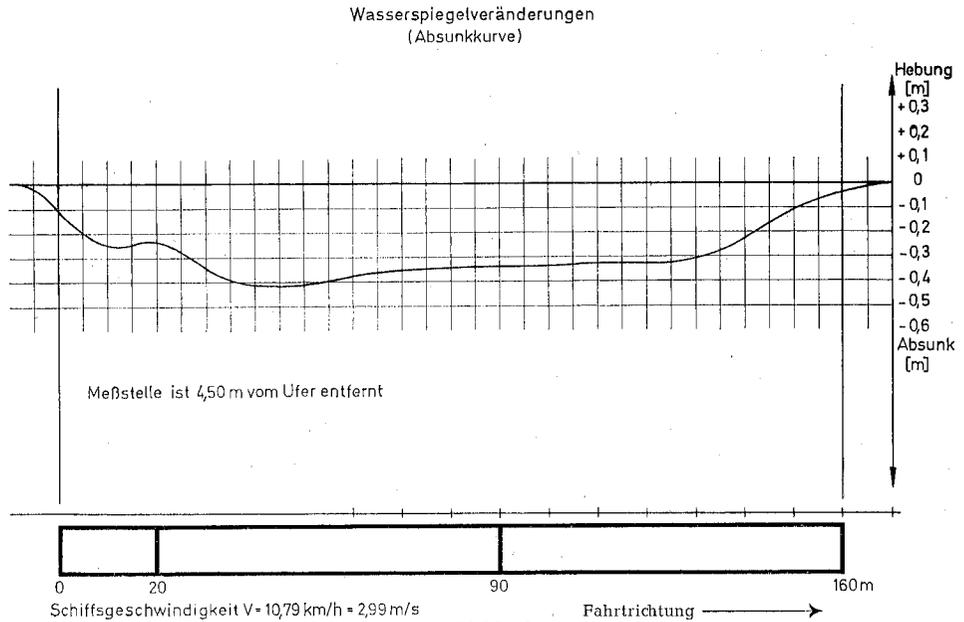


Bild Nr. 7  
Rückstromgeschwindigkeiten (Vektor-Darstellung) für das Europaschiff (unbeladen)  
mit  $V_s = 15,25 \text{ km/h}$

Bild Nr. 8 zeigt den Absunk einer Vorbeifahrt des 160 m langen Schubverbandes mit 10,8 km/h Fahrtgeschwindigkeit.



2.2 Ergebnisse der Naturversuche am Nord-Ostsee-Kanal (Kiel-Kanal)

Auf dem Nord-Ostsee-Kanal wurden ebenfalls in ausgedehnten Meßreihen die Auswirkungen der Fahrten größerer Schiffseinheiten verfolgt. Der See-Kanal hat den auf Bild Nr. 9 dargestellten Querschnitt. Seine Wasserspiegelbreite beträgt 102,50 m, seine Sohlenbreite 44,0 m und seine Wassertiefe 11,0 m.

1914 (1. Erweiterung)

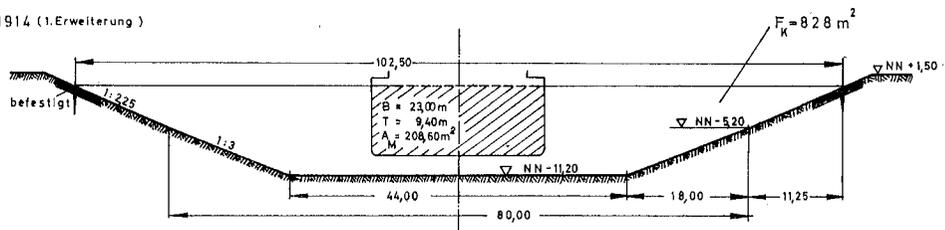


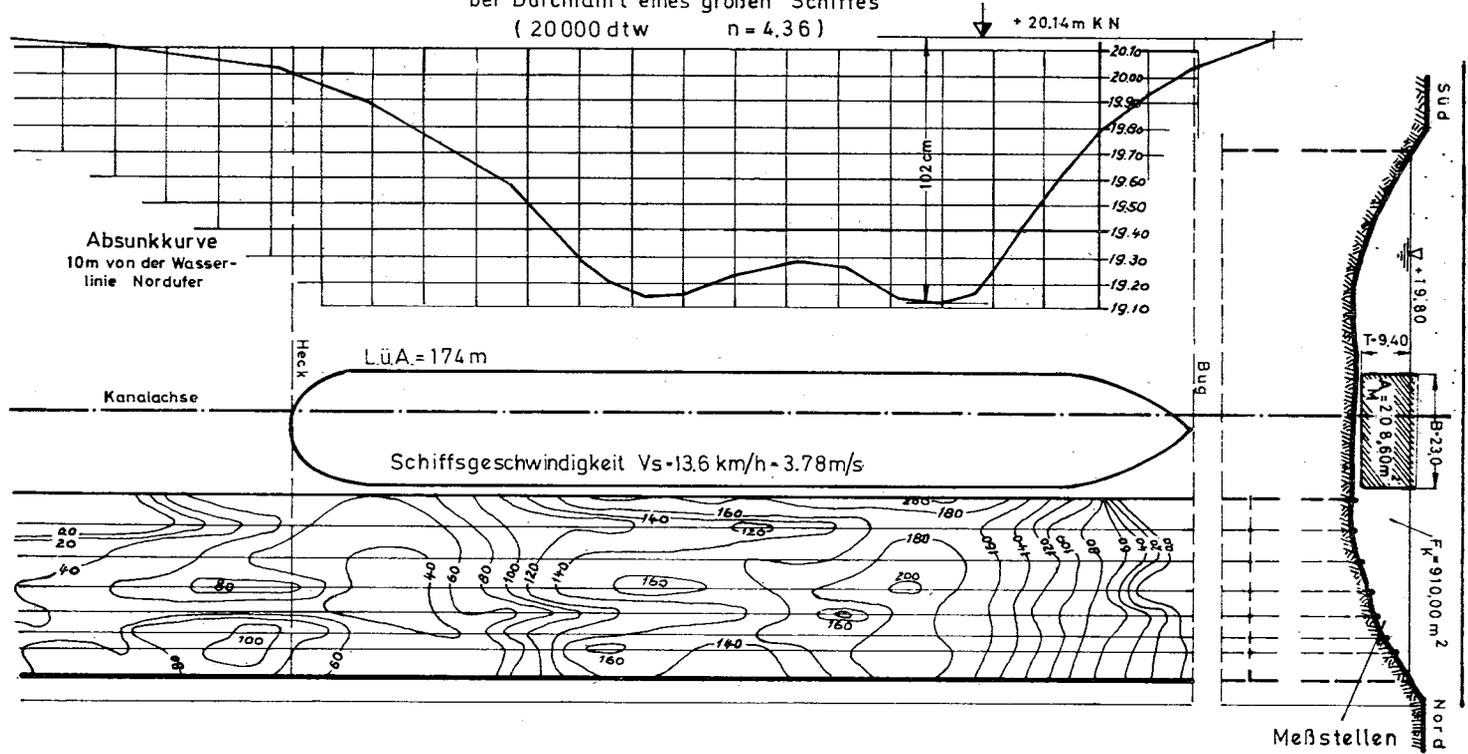
Bild Nr. 9  
Regelprofil des Nord-Ostsee-Kanals

Die Böschungen sind im unteren Bereich 1 : 3 und im oberen Bereich 1 : 2,25 geneigt. Sie sind nur im Bereich um die Wasserlinie befestigt. Das Verhältnis n unterschreitet bei Schiffen größer als etwa 18 000 t Wasserverdrängung den Wert 5.

Aus der Vielzahl der untersuchten Fahrten seien die Ergebnisse der Fahrt eines 12 000 BRT-Schiffes mit etwa 20 000 t Wasserverdrängung herausgestellt. Der Absunk und die Rückstromgeschwindigkeiten bei 13,6 km/h Fahrtgeschwindigkeit sind in Bild 10 dargestellt.

### Absinkkurve und Rückstromgeschwindigkeiten auf der Böschung

bei Durchfahrt eines großen Schiffes  
( 20000 dtw     $n = 4,36$  )



Linien gleicher Geschwindigkeiten  
Die eingetragenen Zahlen geben die Größe der Geschwindigkeiten in cm/s an

Bild Nr. 10

Absenk- und Rückstromgeschwindigkeiten auf dem Nord-Ostsee-Kanal für ein großes Schiff (20 000 dtw) mit  $V_s = 13,6\text{ km/h}$

Der größte Absunk beträgt über 1 m, die Rückstromgeschwindigkeiten erreichen im Böschungsbereich Werte bis zu 2 m/s. Man erkennt die grundsätzliche Übereinstimmung dieser Erscheinungen mit denen der Versuche Bamberg.

Kennzeichnend für den Nord-Ostsee-Kanal ist, daß der Schiffsverkehr sich aus stark unterschiedlichen Schiffsgrößen zusammensetzt, wobei die Durchfahrten der mittelgroßen und besonders der großen Schiffe mit einer Wasserverdrängung von mehr als 10 000 t sich infolge Rückströmung und Absunk auf die Kanalböschungen schädlich auswirken.

2.3 Diskussion der Ergebnisse der Naturversuche

Durch die Naturversuche wurden die bereits vorliegenden theoretischen und aus Modellversuchen übernommenen Werte über die Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße bestätigt und ergänzt. Die Schiffsfahrten rufen außer Stau-, Bug- und Heckwellen instationäre Wasserbewegungen hervor, die nach Größe und Richtung rasch wechseln. Diese Wasserbewegung, Rückströmung genannt, da ihre Richtung hauptsächlich gegenläufig der Fahrtrichtung des Schiffes gerichtet ist, ist verbunden mit deutlich wahrnehmbarem Absunk des Wasserspiegels, die stärkste der die Uferböschung angreifenden Kräfte. Von erheblicher Bedeutung ist die Tatsache, daß die Rückströmung aus dem Stillwasserstand plötzlich mit großer Beschleunigung einsetzt, sich dann stark verzögert, beim Heckdurchgang schneller Schiffsfahrten umkehrt und dann erst abklingt. Im Bereich der Böschungen kommen Querströmungen als Folge des Absunks und der Heckquerwelle hinzu; bei flacher werdender Böschung wächst die Geschwindigkeit der Querströmung an, was bei nicht ausreichender Befestigung der Böschungen zu einer stärkeren Erosion der Böschung führen kann. Eine Böschung 1 : 4 kann daher weniger standfest sein, als eine Böschung 1 : 2,5. Ohne Zweifel treten bei den beobachteten großen Beschleunigungen der Rückströmung Turbulenzerscheinungen über der Böschung auf, die ggf. in Verbindung mit den Strömungskräften zu Bewegungen loser Steine auf einer Schüttsteinböschung führen können.

Darüber hinaus haben die kurzfristig verlaufenden Wasserspiegelabsenkungen mit Absunkgeschwindigkeiten bis zu 15 cm/s im Böschungsbereich zur Folge, daß das Wasser, das den gesättigten Untergrund füllt, infolge des Wasserüberdrucks aus dem Boden und aus der Uferbefestigung austritt (Bild Nr. 11). Ist der Boden fein und ist das Filter z. B. unter einer Steinbefestigung nicht voll wirksam, wird Boden ausgespült.

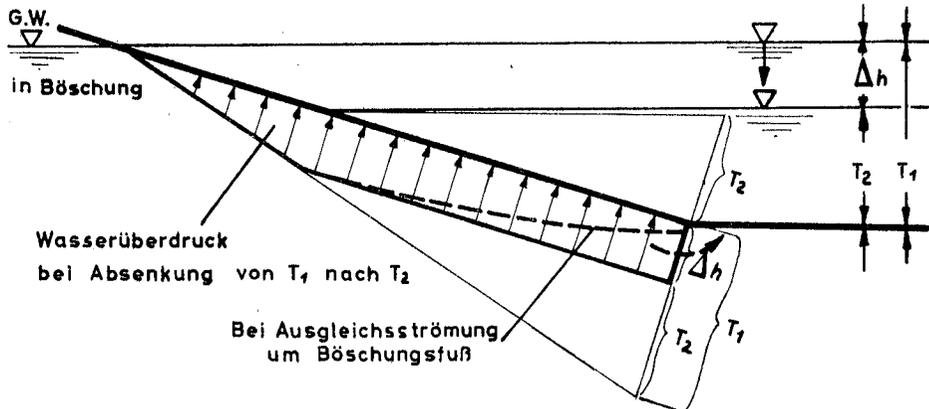


Bild Nr. 11  
Schemaskizze zur Wirkung von Grundwasserüberdruck unter hohlraumarmen Böschungsbefestigungen

Bei dichter Böschungsabdeckung auf durchlässigem Untergrund kann dieser Überdruck ggf. sogar die Böschungsabdeckung abheben, wenn diese nicht das entsprechende Gegengewicht aufweist.

Die schnellen Anstiegsgeschwindigkeiten des Wasserspiegels bis zu 30 cm/s im Bereich der Heckquerwelle wirken umgekehrt. Sie belasten die Uferbefestigung, insbesondere wenn der Grundwasserstand in der Böschung tiefer abgefallen ist (Bild 12).

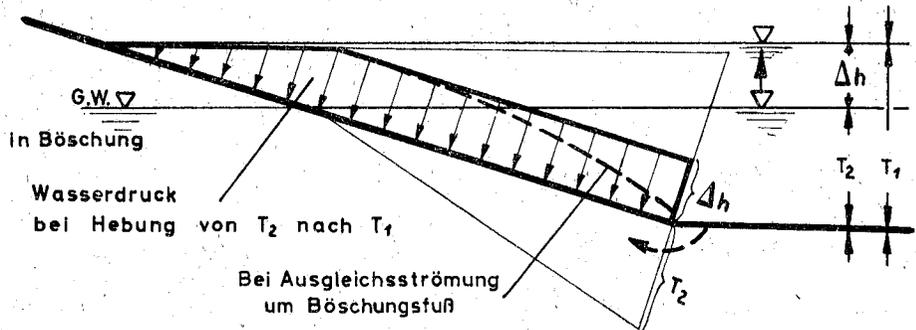


Bild Nr. 12

Schemaskizze zur Wirkung von Wasserdruck auf hohlraumarme Böschungsbefestigungen

Bei dichten Böschungsabdeckungen kann eine Pumpwirkung dadurch entstehen, daß beim Vorbeifahren des Schiffes der Wasserüberdruck hinter der Böschung nicht schnell genug abgebaut wird, also etwa rhythmisch eine Belastung von rückwärts eintritt, die u. U. zu einem Gleiten der Böschung auf der Grenzfläche zwischen dichter Böschung und Unterlage führt.

Auf Grund der bei den Naturversuchen gewonnenen Ausgangswerte sollen Dauer- versuche hierfür zusätzliche Ergebnisse bringen; solche Versuche sind eingeleitet.

#### 2.4 Sonstige Auswirkungen der Schifffahrt

Während der Absink in Verbindung mit der Heckwelle bei ungünstigen  $n$ -Verhältnissen von einer bestimmten Fahrgeschwindigkeit des Schiffes ab wirksam ist, werden brandende Bug- und Heckwellen von schnellfahrenden Motorschiffen auch bei günstigem  $n$ -Verhältnis erzeugt. Es handelt sich dabei um kurze Oberflächenwellen, die mit dem Schiff die Wasserstraße durchlaufen. Die Wirkung dieser Wellen ist daher nur in der Wasserlinie von Bedeutung. Die Angriffswirkung nimmt nach oben und unten schnell ab. Die Zone der eigentlichen Kraftwirkung kann bei den hier behandelten Wasserstraßen auf etwa  $\pm 0,50$  m zum jeweiligen Wasserstand angesetzt werden (Bild 13).

Erwähnt sei noch, daß bei der Schiffsvorbeifahrt Stauwellen auftreten, die sich ständig vom Bug ablösen und dem fahrenden Schiff vorausseilen. Sie haben jedoch als langperiodische Wellen keine besondere Bedeutung als Angriffskraft auf die Ufer.

Außergewöhnliche nicht immer zu vermeidende Belastungen der Uferböschungen entstehen durch direkte Böschungsberührungen, wiederholtes Anfahren an gleicher Stelle und Laufenlassen von Schiffspropellern im Stand. Hierbei können instationäre Vorgänge mit Wassergeschwindigkeiten und Energien auftreten, die die Beanspruchungen durch die reine Schiffsvorbeifahrt übertreffen und dann erhebliche Schäden verursachen. Ihre Größe ist jedoch nur ungefähr meßbar, so daß ihre Wirkungen nur zu schätzen sind.

Schematische Darstellung der angreifenden Kräfte durch Bug- und Heckwellen

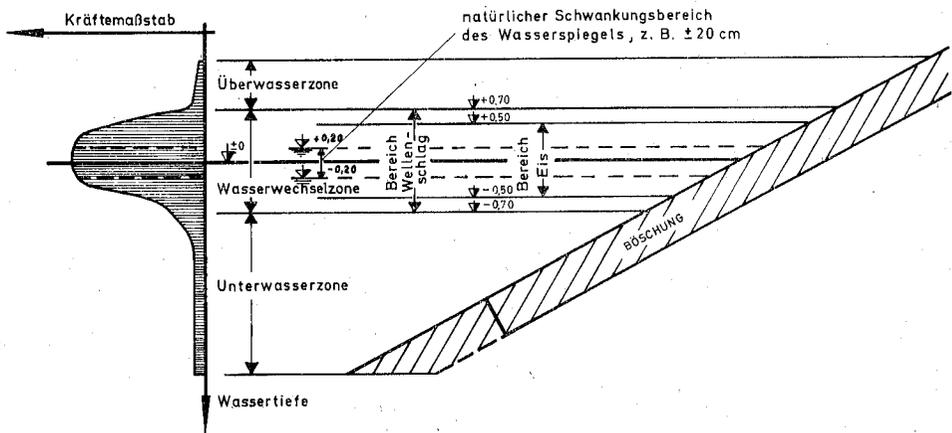


Bild Nr. 13

Schematische Darstellung der angreifenden Kräfte durch Bug- und Heckwellen

Da die Hauptangriffszone hierfür der untere Unterwasserbereich der Uferböschung ist — Höhenlage der Schiffsschraube —, ist dieser Bereich der Böschung nicht weniger gut zu sichern als der obere Bereich der Uferböschung, der vor allem den Welleneinwirkungen und Absunkeleinwirkungen ausgesetzt ist.

### 2.5 Beanspruchung der Böschungen in natürlichen Wasserstraßen

Die vorstehend aufgezeigten Beanspruchungen der Uferböschungen von Stillwasserkanälen durch den Schiffsverkehr treten, mehr oder weniger ausgeprägt, grundsätzlich auch in den übrigen Wasserstraßen auf, und zwar um so mehr, je ähnlicher die Querschnittsverhältnisse sind. Bei großen Flüssen und Strömen mit größerem Querschnitt und insbesondere bei den Tideästuarien spielt die Lage der Schifffahrtsrinne noch eine gewisse Rolle; je näher die Schifffahrtsrinne dem Ufer, desto größer die Angriffskräfte auf das Ufer.

In den natürlichen Wasserstraßen sind die Fließgeschwindigkeit und Fließrichtung, sowie der Wasserstand in Abhängigkeit von den Abflussumengen vorgegeben und damit auch die Beanspruchungen der Ufer bzw. Böschungen durch das fließende Wasser. Je nach dem Wasserstand ändert sich der Beanspruchungsbereich auf den Böschungen.

Dieser natürliche Zustand wird überlagert durch die Angriffe der verkehrenden Schiffe; ihr Einfluß wird besonders im Bereich der normalen Wasserstände am größten sein, da in diesem Bereich die Dauer der Beanspruchung am größten ist und auch das Verhältnis  $n$  verhältnismäßig ungünstig sein kann. Oberhalb des höchsten schiffbaren Wasserstandes scheidet die Beanspruchung durch Schiffe völlig aus; die natürlichen Abflussvorgänge sind dann allein für die Uferbeanspruchung maßgebend. Während in Kanälen bei ausreichendem Wasserpolster unter dem Schiff durch die Schiffsschrauben keine unmittelbare Beanspruchung auf die Kanalsole zu erwarten ist, kann bei un-

günstigen Wasserständen in Flüssen das Wasserpolster unter dem Schiff so gering sein, daß der Schraubenstrahl eine erodierende Wirkung auf die Flußsohle ausübt; im Uferbereich kann dies zu einer Herabsetzung der Standfestigkeit der Böschung führen.

Bei den Tideflüssen sind die besonderen Auswirkungen der Tide zu berücksichtigen; zweimal täglich hebt und senkt sich der Wasserspiegel im Rhythmus der ein- und auslaufenden Flut und Ebbe innerhalb der Wasserwechselzone zwischen den Niedrig- und Hochwasserständen. Dies bedeutet, daß die Uferböschungen täglich in allen Ebenen dieser Zone den Beanspruchungen durch den Schiffsverkehr ausgesetzt sind. Hierzu kommt, daß je nach den Bodenverhältnissen der Uferzone ständig mit einem mehr oder minder großen Wasserüberdruck zu rechnen ist. Dieser kann sich erheblich verstärken, wenn nach einer Folge mehrerer Hochfluten der Untergrund der Ufer und Vorländer wassergesättigt und der Grundwasserspiegel angehoben ist, und darauf normale oder sogar tiefe Niedrigwasserstände eintreten, eine in Extremen während des Winters an der Unterelbe häufig zu beobachtende Erscheinung.

Der Wind führt zu Windstau und Wellenbildungen vor allem auf ausgedehnten Wasserflächen wie z. B. in langgezogenen Kanalhaltungen. In Tideflüssen ist er die Ursache einer unter Umständen beträchtlichen Erhöhung des Tidehochwassers, die an der Elbe 4 m und mehr betragen kann. So beträgt z. B. HHThw (allerhöchster Tidehochwasserstand) 1962 am Pegel Hamburg-St. Pauli + 5,70 m NN gegenüber MThw (mittlerer Tidehochwasserstand) = 1,70 m NN. Ferner entsteht je nach Lage der Uferböschungen zur Windrichtung und nach Größe der Wasserfläche unter Umständen in Verbindung mit örtlichem Windstau ein Wellenaufbau, der z. B. im Hamburger Elbe-Bereich maximal mit 1,30 m angesetzt wird. In beiden Fällen richtet sich der kurzfristige aber sehr intensive Angriff des Wassers im wesentlichen gegen hochgelegene Teile der Böschungen, wobei steilere mehr durch Stoß und Druck beansprucht werden, flachere mehr der Erosionswirkung auflaufender Wellen ausgesetzt sind.

Eisgang kann in Einzelfällen erheblich auf die Standfestigkeit der Uferböschungen einwirken, und zwar durch den Stoß der Eisschollen oder durch Auffrieren der Uferbefestigungen selbst. Bei Eisstauungen und -versetzungen können senkrechte Belastungen und Schubkräfte unter Umständen sehr starken Umfangs auftreten.

Im Tidebereich können sich diese Wirkungen in mannigfacher Weise verstärken. Aus den möglichen Kombinationen von Eisdicke, Luft- und Wassertemperatur, Eisgang oder -stand, Windrichtung und -stärke mit Tidehub, wechselnder Tideströmung und Sturmflutwasserständen seien zwei herausgegriffen, die für die Tideflüsse in ihrer Auswirkung typisch erscheinen:

Für die Abführung des Treibeises ist die länger dauernde Ebbtide ausschlaggebend, ihre Wirkung kann jedoch durch dagegen stehenden Wind ganz oder teilweise aufgehoben werden. Im letzten Falle kann das Eis tagelang mit der Tideströmung hin und her transportiert werden und auf die Böschungen in gesamter Höhe fortgesetzt durch Stoß und Schub einwirken. Derartige Angriffe werden freilich oft durch einen Eissaum gemildert, der sich längs der Ufer aus Kerneis oder zusammengefrorenen Schollen bildet und treibendes Eis fernhält, solange er nicht aufgebrochen wird oder sich infolge Tauwetters und von Tideeinwirkung auflöst.

Das Aufbrechen der geschlossenen Eisdecke oder des Eissaums kann in anderer Weise zu Schäden an Deckwerken, vor allem an solchen in Schüttbauweise führen. Das am Ufer gebildete Eis oder die auf die Böschungen geschobenen Schollen frieren häufig auf dem rauhen Deckwerk fest. Zerbricht nun die Eisdecke und verlassen die Schollen — meist unter dem Einfluß einer Sturmflut — ihren Platz, dann führen sie die eingefrorenen Steine mit sich fort und lagern diese beim Auftauen auf Vorländern oder im Fluß ab.

### 3. Die Wirkungen der Kräfte

Die vorhergehenden Ausführungen geben einen Überblick über die Vielfalt und Größenordnung der Kräfte, die auf die Böschungen von Wasserstraßen wirken. Dabei ist der Schwankungsbereich des Wasserspiegels bzw. die Wasserwechselzone besonders starken Angriffen ausgesetzt.

Ein ungeschütztes Ufer kann normalerweise derartige Kräfte nicht aufnehmen.

Während bei Kanälen in der Regel künstlich ein konstanter Wasserspiegel gehalten wird und damit die Zone des Angriffs festliegt, kann der Wasserspiegel bei Flüssen in Abhängigkeit von Wasserführung und Gefälle sehr erheblich und relativ schnell schwanken. Dementsprechend kann sich hier der Bereich der stärksten Angriffskräfte verlagern. Bei Flüssen, die zusätzlich dem Einfluß der Gezeiten unterliegen — wie z. B. die Elbe zwischen Geesthacht und Hamburg — oder bei Flußmündungen, deren Wasserstand nahezu allein durch die Gezeiten und Windverhältnisse bestimmt wird, ändert sich der Wasserspiegel sowie Richtung und Geschwindigkeit der Strömung laufend.

Auch bei natürlichen Wasserstraßen sind Querschnittsform und besonders die Art des Ufers für die Auswirkungen der auf die Ufer wirkenden Kräfte maßgebend. In der Regel sind schiffbare Flüsse im Uferbereich ausgebaut und besitzen nicht mehr ihre natürliche Form.

Bei kleineren natürlichen Wasserstraßen ist wie bei künstlichen Wasserstraßen das Verhältnis  $n$  für die durch die Schifffahrt hervorgerufenen Kräfte ausschlaggebend.

Die durch Schifffahrt in einer Wasserstraße erzeugten Kräfte und damit die schädigenden Auswirkungen auf die Ufer steigen proportional mit der Anzahl der die Wasserstraße befahrenden Schiffe an. Die Beanspruchungen steigen vor allem progressiv mit zunehmender Geschwindigkeit. Bei für die einzelnen Wasserstraßen charakteristischen Geschwindigkeiten, die abhängig sind von der Schiffsgröße und Eintauchtiefe, nehmen die Beanspruchungen so stark zu, daß solche Geschwindigkeiten wirtschaftlich nicht zulässig sind.

Schließlich ist den geologisch-morphologischen Verhältnissen an einem Flußlauf oder im Bereich eines Kanalbettes große Bedeutung hinsichtlich der Auswirkungen aus dem Kräftespiel im Gewässer beizumessen. Während beispielsweise in Felsstrecken oder aber in Strecken mit Mergel oder festem Ton die Auswirkungen von Natur aus gering sind, nehmen sie in weichen oder feinsandigen Böden, insbesondere solchen, die leicht zum Fließen neigen, recht erheblichen Umfang an. Je erosionsanfälliger ein Fluß- oder Kanalbett auf Grund der geologisch-morphologischen Gegebenheiten ist, umso mehr bedarf es baulicher Maßnahmen zur Instandhaltung. Wie einschneidend gerade die Bodenverhältnisse bei Kanälen sich auswirken können, beweisen die Modellversuche der Wasserbauversuchsanstalt „Sogréah“ über die zweckmäßige Profilgestaltung des Nord-Ostsee-Kanals. Danach steigen die Erosionsmengen aus den Unterwasserböschungen progressiv mit kleiner werdendem  $n$ .

### 4. Folgerungen für Entwurf und Ausführung von Uferbefestigungen an Wasserstraßen

#### 4.1 Allgemeine Gestaltungsmerkmale, die sich aus der Aufgabe eines Uferdeckwerkes ergeben

Die an eine Ufersicherung zu stellenden Forderungen ergeben sich aus der aus Größe und Gestalt resultierenden Wirkung der angreifenden Kräfte auf die Ufer. Grundsätzlich soll eine Uferbefestigung derart gestaltet werden, daß sie die vielfältig auftretenden Kräfte im Gewässer schadlos aufzunehmen vermag. Es bietet sich an, die Wellenenergien durch große Rauigkeit und Schluckfähigkeit der Uferbefestigung umzuwandeln.

Dabei bleibt zu beachten, daß die Zerstörungsanfälligkeit eines Deckwerkes gegenüber Eisschub um so größer ist, je rauher es ist. Bei Kanal- und Flußbetten in durchlässigem Untergrund muß ein Deckwerk weiter den insbesondere beim Absunk auftretenden Wasserüberdruck im Bereich der Böschungen schnellstens abbauen können. Das hat zur Folge, daß ein Deckwerk zur Erfüllung dieser Aufgabe entweder wasserdurchlässig gestaltet oder aber mit einer wirksamen Filterschicht, die mit dem Wasser in Verbindung steht, zu versehen ist. In leicht erosionsfähigem Boden ist ein Deckwerk sehr flexibel zu gestalten, damit es sich bereits den geringsten Erosionen anpassen kann. Bei weichen, nachgiebigen und setzungsempfindlichen Böden sollte ein Deckwerk darüber hinaus einen großflächigen Zusammenhalt bekommen, um die Kräfteangriffe auf größere Flächen verteilen und ungleiche Spannungen überbrücken zu können.

Es ist bereits zum Ausdruck gekommen, daß die im Schwankungsbereich des Wasserspiegels bzw. in der Wasserwechselzone gehäuft auftretenden Kräfte hier die größten Schäden verursachen. So liegt die Frage nahe, ob es erforderlich ist, eine Ufersicherung bis zur Sohle eines Fluß- oder Kanalbettes herabzuziehen. Bei der Sicherung bestehender und neuer Binnenschiffahrtsstraßen werden die Deckwerke im allgemeinen bis zum Böschungsfußpunkt durchgehend befestigt, um eine standfeste Böschung zu erreichen. Da aber auch besonders bei Binnenkanälen Schäden an den Unterwasserböschungen durch das Laufenlassen von Schiffspropellern in Böschungsnähe wiederholt festgestellt worden sind, empfiehlt sich auch aus diesem Grunde eine Böschungsabdeckung bis zum Fußpunkt.

Die Wasserstraßen, die dem Verkehr von Seeschiffen dienen, sind erheblich tiefer als die Binnenschiffahrtsstraßen.

Soweit Flußmündungen der Seeschifffahrt dienen, werden sie nur bis in den unteren Bereich der Wasserwechselzone befestigt. Eine weitere Befestigung dürfte nicht nur unwirtschaftlich sein, sie erübrigt sich auch dadurch, daß wegen der großen Abflußquerschnitte sich hier der von der Schifffahrt erzeugte Absunk und Rückstrom nur noch gering auswirken.

Auch beim Nord-Ostsee-Kanal hat sich eine Befestigung der Unterwasserböschung unterhalb des Wasserspiegelschwankungsbereichs einschließlich eines 1 m tiefergehenden Übergangsbereichs als nicht notwendig erwiesen, sofern eine Profilerweiterung in der Art vorgenommen wird, daß sich bei größten Schiffen eine Verhältniszahl  $n \geq 7$  ergibt.

Der augenblickliche katastrophale Zustand des besonders in den Sand- und Moor- gebieten stark erodierten Kanalbettes des Nord-Ostsee-Kanals ist darauf zurückzuführen, daß das derzeitige Kanalbett in hydraulischer Hinsicht nicht ausreicht. Die Verhältniszahl  $n$  beträgt bei großen Schiffen z. Z. etwa 4. Da aber z. Z. dieser Kanal erweitert wird (für große Schiffe  $n = 7$ ), ist die Befestigung der Ufer bis etwa 2 m unter Wasserlinie vorgesehen. Die Höhenlage der Oberkante von Deckwerken wird durchweg so gewählt, daß normalerweise auch die Wellenberge noch von der Ufersicherung aufgefangen werden. Bei Schifffahrtskanälen ergibt sich bei den meistens 1:3 geneigten Böschungen eine zweckmäßige Lage der Oberkante von 0,80 bis 1,20 m über Wasserspiegel — vorausgesetzt, daß das Verhältnis  $n$  einigermaßen günstig ist —, bei Flüssen wird die Höhenlage durch die Hochwasserstände bestimmt, wobei man ein gelegentliches Überfluten der Deckwerksoberkante in Kauf nimmt. Im Tidebereich der Elbe richtet sich die Höhenlage der Deckwerksoberkante nach der Wasserstandshäufigkeit und der Lage der Böschungsstrecke zur Hauptwindrichtung. Dort wo nicht mit wesentlichem Windwellenangriff zu rechnen ist, liegt die Oberkante auf + 4 m NN, einem Maß, das bei ruhendem Wasserstand im langjährigen Mittel etwa alle drei Jahre erreicht oder überschritten wird. Andernfalls kann die Befestigung bis auf + 5 m NN verlängert wer-

den. (Wirtschaftliche Überlegungen können in solchem Falle allerdings dazu führen, die Böschung bis zur bebauten Geländeoberfläche, die im Bereich Hamburgs im allgemeinen auf + 5,70 m NN liegt, zu befestigen.)

#### 4.2 Einbaumöglichkeit und Baustoff-Auswahl, Wirtschaftlichkeit der Bauverfahren und Lebensdauer

Neben den eigentlichen Schutz-Aufgaben bestimmen unter anderem folgende Gesichtspunkte ihre Gestaltung:

1. die Einbaumöglichkeit,
2. die zur Verfügung stehenden Baustoffe und ihre Eignung,
3. die Wirtschaftlichkeit des Einbauverfahrens und der Unterhaltung,
4. die Lebensdauer.

Der Einbau einer Uferbefestigung ist davon abhängig, ob eine Uferbefestigung in trockener Baugrube eingebracht werden kann — beispielsweise bei der Neuanlage von Schiffahrtskanälen — oder aber ob der Einbau im stehenden — Kanal — oder fließenden Gewässer erfolgen muß.

Die Baustoffe sind sehr frachtempfindlich, daher muß möglichst auf Stoffe, die in der Nähe der Baustelle angetroffen werden, zurückgegriffen werden. Natursteine in Form von Schüttsteinen oder Pflaster bieten sich an, wobei im Küstenraum z. B. auch schwedischer Granit frachtgünstig zur Verfügung steht. Es kann notwendig werden, Stoffe minderer Güte zu verwenden, z. B. Sandstein statt Granit oder Basalt; damit muß aus wirtschaftlichen Gründen eine geringere Lebensdauer in Kauf genommen werden.

Uferbefestigungen aus künstlichen Stoffen setzen sich zwar nur langsam, aber in jüngster Zeit doch in wachsendem Umfang durch. Beton wird neuerdings nicht nur als Pflasterstein, sondern auch als Betonmatte eingebaut. Auf die verschiedenen Möglichkeiten der Mattenausbildung wird noch eingegangen werden.

Uferbefestigungen aus bituminösen Stoffen sind bisher in größerem Umfang nur in trockenen Baugruben erstellt worden; z. Z. werden einige Baulose des Mittellandkanals mit Asphaltbeton, der gleichzeitig als Kanaldichtung dient, bei Einbau unter Wasser befestigt.

Zwischen Wirtschaftlichkeit des Einbauverfahrens und Ausbildung eines Uferdeckwerks besteht ein sehr enger Zusammenhang. Das hohe Lohnniveau zwingt dazu, Herstellungs- und Einbauverfahren zu entwickeln, die wenig lohnintensiv sind. Nur die Deckwerke werden sich in Zukunft durchsetzen, deren Einbau und Unterhaltung weitgehend mechanisiert werden kann.

#### 4.3 Weitere die Deckwerksgestaltung beeinflussende Gesichtspunkte

Während bisher die Gestaltung eines Deckwerkes von der rein technischen und wirtschaftlichen Seite betrachtet wurde, darf doch nicht übersehen werden, daß noch weitere Gesichtspunkte beim Entwurf zu berücksichtigen sein können; von diesen seien einige wesentliche hervorgehoben.

Jede bauliche Maßnahme greift mehr oder weniger stark in das Landschaftsbild ein. Hier gilt es oft, die baulichen Interessen und die Erhaltung der natürlichen Landschaft gegeneinander abzuwägen. Es muß stets versucht werden, Uferbefestigungen — soweit sie sichtbar sind — in das Landschaftsbild einzupassen. Das zur Erhaltung der Wassergüte erforderliche biologische Leben auf der Böschung sollte möglichst erhalten bleiben und der natürliche Bewuchs an den Böschungen soll möglichst gefördert werden, wobei eine Schädigung der Ufersicherung infolge Begrünung zu vermeiden ist.

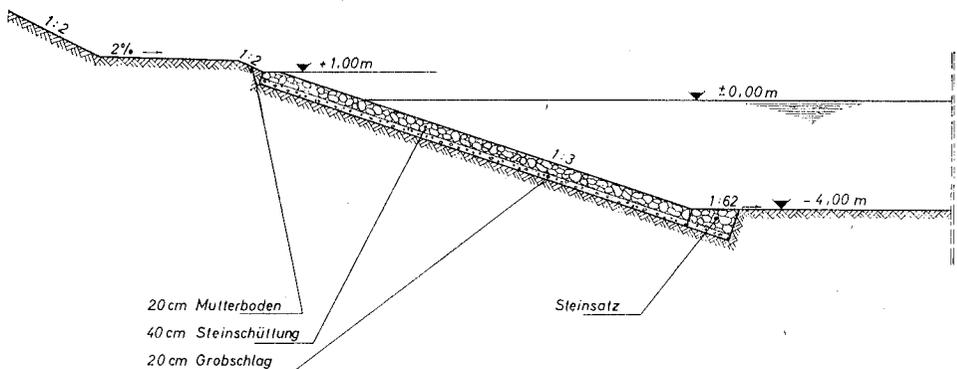
Ein Uferdeckwerk soll auch so gestaltet werden, daß Mensch und Tier ein Ersteigen des Ufers im Notfall ermöglicht wird. Während ein rauhes Natursteindeckwerk dafür von sich aus geeignet ist, bedarf es beispielsweise bei Betondeckwerken besonderer Maßnahmen, wie Aufrauhnen der Betonsteine oder aber Ausbildung besonderer Höcker, die gleichzeitig die Wellenenergie besser abbauen.

## 5. Entwurfs- und Ausführungsbeispiele

An Hand der folgenden Beispiele sollen in Deutschland übliche Lösungen für Ufersicherungen erläutert werden, wobei darauf eingegangen wird, wieweit sie den an sie zu stellenden Forderungen gerecht werden und worin ihre besondere Eignung besteht.

### 5.1 Ufersicherung aus Steinschüttung und Setzpacklage

Zu den verbreiteten Ufersicherungen an Flüssen und Schiffahrtskanälen zählt die einfache Steinschüttung. In der Regel werden Steine mit einem Stückgewicht zwischen 10—40 kg, in Flüssen sogar bis zu 80 kg eingebaut. Das Steingefüge soll derart beschaffen sein, daß die im Gewässer auftretenden Kräfte die Steine nicht verschieben. Der Einbau der Schüttsteine erfolgt mit Greifern oder von Schüttgerüsten aus. Verwendet werden im Bereich der Einbaustelle frachtgünstig verfügbares Steinmaterial. Steine mit hohem Raumgewicht, z. B. Basalt, verhalten sich günstiger als Steine geringeren Raumgewichtes — Sandsteine. Für die Ufersicherung aus Schüttsteinen ist im allgemeinen ein Unterbau, d. h. eine Filterschicht erforderlich.



Main-Donau-Kanal

Bild Nr. 14

Einfache Ufersicherung aus Schüttsteinen auf Unterbettung aus Grobschlag

Die Filterschicht kann je nach anstehendem Boden und verfügbaren Stoffen ein Gemisch von Schotter und Splitt sein oder aus Kies und Sand (Mischkies), aus Grobschlag (Bild 14) oder aus Erzschlackenschotter bestehen. Letzterer wird vorwiegend im Tidebereich der Elbe eingebaut.

Während die Dicke der Steinschüttung je nach Beanspruchung und Steinmaterial in Kanälen 30—50 cm und in Flüssen sogar bis 100 cm gewählt wird, schwankt die Dicke der Filterschicht zwischen 10—30 cm.

Diese Deckwerksart eignet sich besonders zum Schutz von Ufern in Einschnittstrecken mit vorwiegend sandigem bis kiesigem Untergrund. Der Einbau kann sowohl in trockener Baugrube als auch im Wasser erfolgen. Die Oberflächenrauigkeit und die große „Schluckfähigkeit“ sind günstig in Bezug auf den Abbau der das Deckwerk beanspruchenden Kräfte.

Bei dieser an sich sehr wirksamen Ufersicherung stellen sich immer wieder örtlich begrenzte Schäden ein, die häufigere Instandsetzung (vorwiegend Nachschütten von Steinen) erforderlich werden lassen.

Während hier zunächst das einfachste Deckwerks-System aus Schüttsteinen wiedergegeben ist, trifft man in der Praxis viele abgewandelte Formen an. So hat man beispielsweise am Dortmund-Ems-Kanal ebenso wie am Mittellandkanal den Schüttsteinen dadurch einen Zusammenhalt gegeben, daß man sie mit Maschendraht zu Steinmatten verbunden hat. Die Dicke der Steinschicht kann dadurch geringer gehalten werden. Ein solches System kann in dieser Form auch bei weicheren Böden, wo die Forderung der Lastverteilung gestellt werden muß, eingebaut werden.

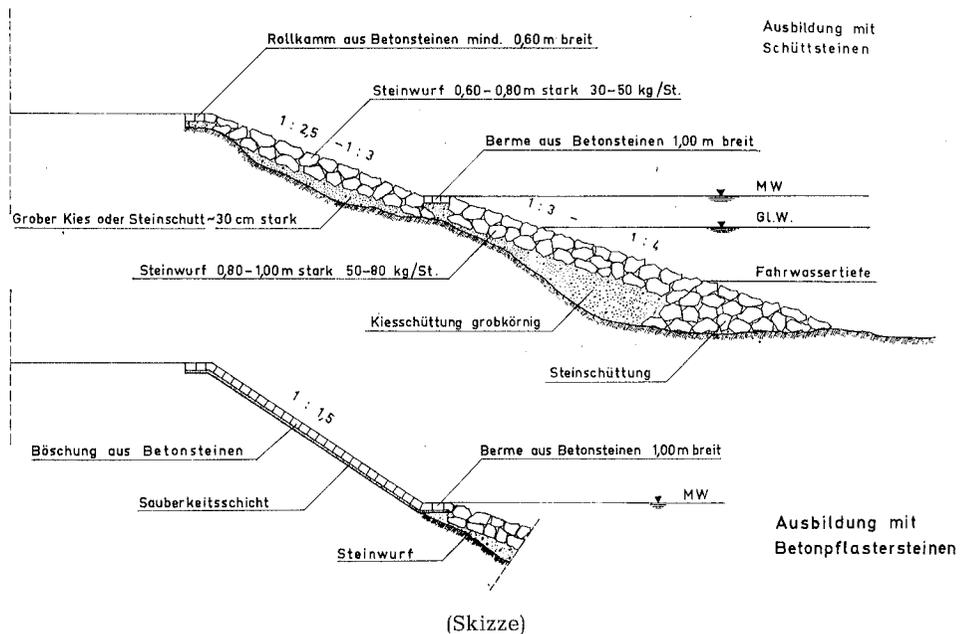


Bild Nr. 15  
Angestrebtes Regelprofil des Uferausbaues am Mittelrhein

Bild Nr. 15 zeigt ein Schüttsteindeckwerk am Mittelrhein. Da ein unvollkommener Böschungsfuß häufig Ausgangspunkt für großflächige Schäden an dem darüber liegenden Deckwerk ist, wird hier besonders auf eine absolut standfeste Ausbildung des Böschungsfußes geachtet. In Abhängigkeit zu den stark wechselnden Wasserständen ist das Deckwerk entsprechend hoch gezogen, um auch bei Hochwasserführung des Flusses

noch Schutz zu geben. Alternativ wird am Mittelrhein auch oberhalb der Mittelwasserlinie eine Pflasterung aus Betonsteinen auf einer Sauberkeitsschicht ausgeführt.

Auch im Bereich der Unterelbe (Hamburger Abschnitt) sind die meisten Uferstrecken mit Natursteinen gesichert. Hier ist die Setzpacklage aus Natursteinen, die bisher viel verwendet wurde, inzwischen aus Gründen der Mechanisierung durch Steinschüttungen abgelöst worden.

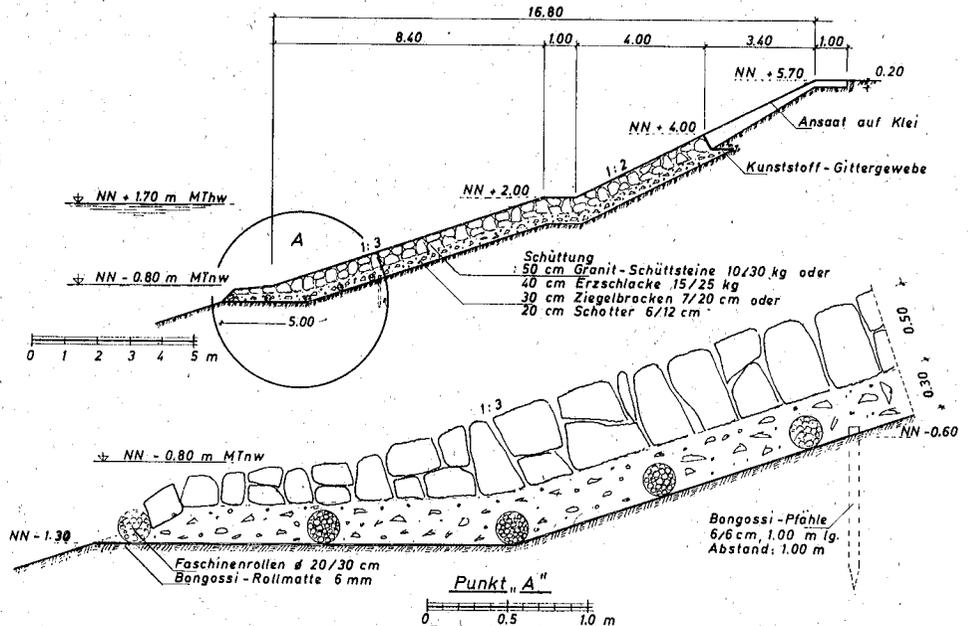


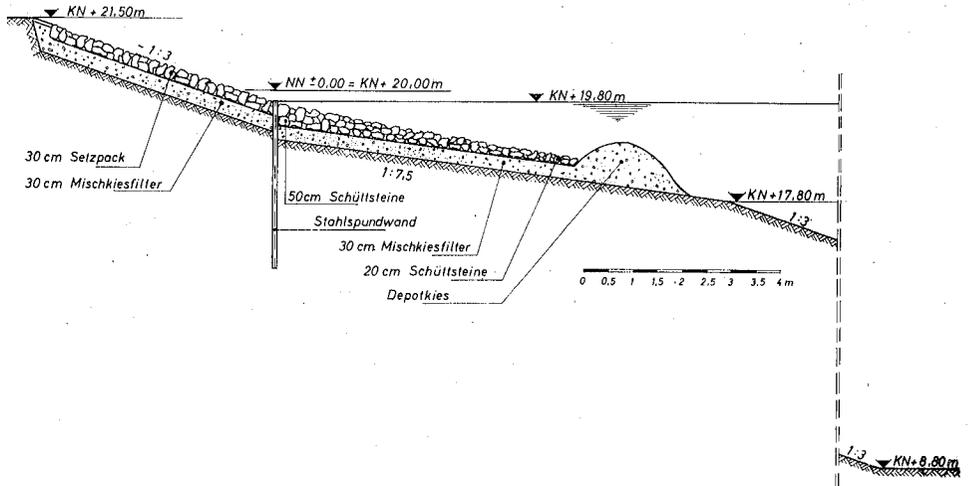
Bild Nr. 16  
Steinschüttung mit Fußsicherung

Hier erhält die Steinschüttung eine Dicke von etwa 50 cm, bei einem Einzelsteingewicht zwischen 10 und 30 kg. Man verwendet aber auch neuerdings Erzschlacke, die in größeren Mengen zur Verfügung steht. Wegen des größeren Raungewichts — Einzelgewicht zwischen 15 und 25 kg — reicht dann eine Dicke von 40 cm aus.

Bild Nr. 16 zeigt eine typische „Hamburger Steinschüttung“. In den ausgedehnten Strecken des Nord-Ostsee-Kanals, die durch Geestgebiete führen, wird das in Bild Nr. 17 dargestellte Natursteindeckwerk bevorzugt:

Oberhalb des Wasserspiegels ist eine Setzpacklage bis zu 1,00 m über Wasserlinie hochgezogen, die in der Wasserlinie durch eine Stahlpundwand abgestützt wird. Unter Wasser schließt sich eine Steinschüttung an, die etwa 2,00 m unterhalb der Wasserlinie in einer Depotkiesschüttung endet. Diese Schüttung soll die Erosion im Übergangsbereich zwischen ungeschützter Böschung und der Uferbefestigung herabmindern (Filteraufbau).

Sie muß von Zeit zu Zeit ersetzt werden bzw. es sind Steine am Deckwerksauslauf nachzuschütten. Man hat hier bewußt auf einen besonderen Deckwerksfuß verzichtet, da sich erwiesen hat, daß seine Lebensdauer im Böschungsbereich sehr begrenzt ist. Das Nachschütten von Steinen wird in Kauf genommen. Hingegen soll der über der Wasserlinie liegende Deckwerksteil durch die besondere Fußsicherung mit einer Leichtspund-

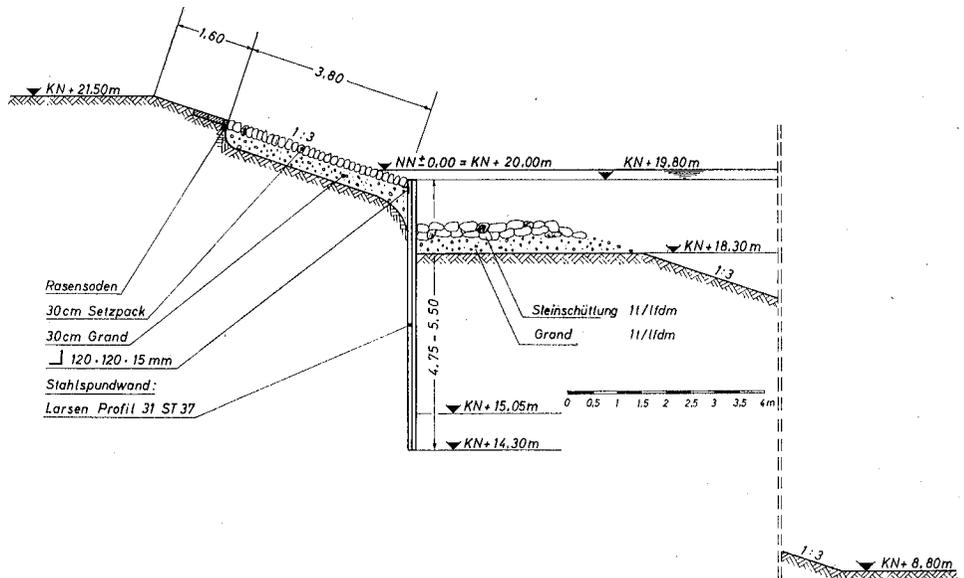


— Nord-Ostsee-Kanal —

Bild Nr. 17  
Ufersicherung mit Setzpack und Steinschüttung

wand eine lange Lebensdauer mit geringem Unterhaltungsaufwand erhalten. Darüber hinaus läßt die Spundwand die Bildung eines Geländesprunges im Deckwerk bis zu etwa 0,50 m zu. Das System hat sich gut bewährt.

Eine weitere interessante Deckwerkslösung aus Natursteinen in Kombination mit einer Stahlspundwand, die am Nord-Ostsee-Kanal erprobt wurde, zeigt Bild Nr. 18.



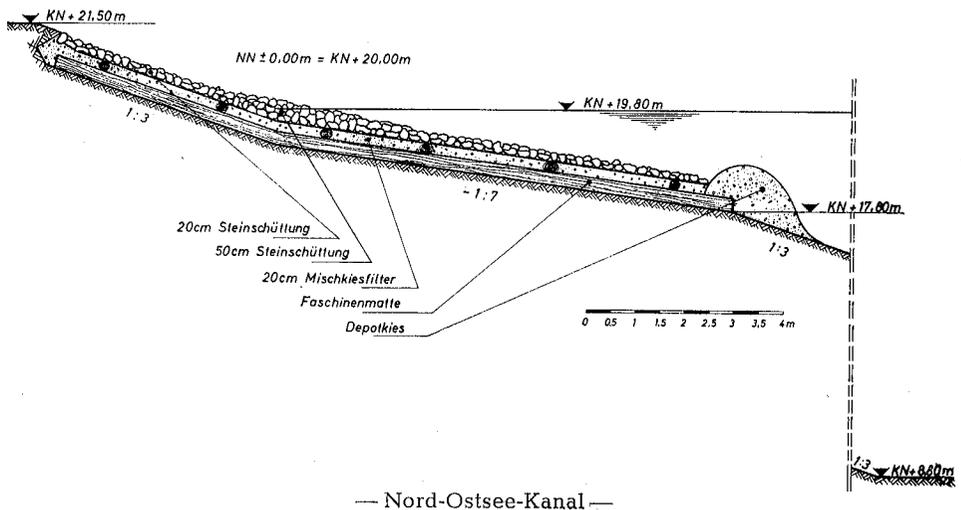
— Nord-Ostsee-Kanal —

Bild Nr. 18  
Ufersicherung mit Setzpack, Steinschüttung und Stahlspundwand

Der wesentliche Unterschied zu den bisher aufgeführten Lösungen besteht darin, daß die Böschung im Bereich der stärksten Angriffskräfte senkrecht ausgebildet wird. Einmal wird dadurch der Sickerweg des Grundwassers wesentlich verlängert und der äußere Wasserüberdruck unschädlich gemacht, zum anderen ist die auf einer Schrägböschung durch Absenkung und Welle entstehende Querströmung umso geringer, je steiler die Böschung ist. Bei senkrechten Wänden wird sie gleich Null. Auch diese Deckwerksform hat sich recht gut bewährt.

Aus den gezeigten Beispielen geht bereits hervor, daß ein kombiniertes Deckwerk aus Setzpack und Steinschüttung sehr verbreitet ist. Das standfestere Setzpack kann auch im Bereich unterhalb der Wasserlinie eingebaut werden. Diese Bauart ist dort möglich, wo beim Neubau eines Kanals oder der Erweiterung des vorhandenen das Uferdeckwerk in trockener Baugrube eingebaut werden kann. Der Setzpacklage kann durch Bitumenverguß ein noch festerer Halt gegeben werden. Diese Lösung hat sich an der Elbe bewährt und als wirtschaftlich erwiesen.

In Bereichen mit sehr feinem, gleichförmigem und damit zum Fließen neigenden Sand werden Sonderformen des Deckwerkes erforderlich, hier werden z. B. Faschinenmatten zur Verbesserung der Lastverteilung und der Filterwirkung eingebaut.



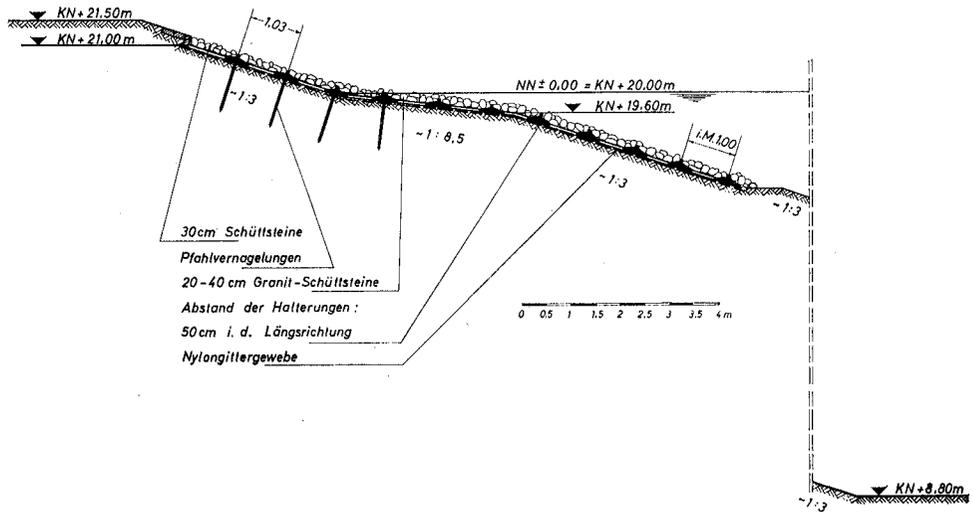
— Nord-Ostsee-Kanal —

Bild Nr. 19  
Ufersicherung mit Steinschüttung und Faschinenmatte

Bild Nr. 19 zeigt ein Deckwerk am Nord-Ostsee-Kanal mit einer Schüttsteinlage auf Faschinenmatten. Die Faschinenmatten mit dem darauf liegenden Filter aus Mischkies oder ähnlichen Stoffen verhindern das Auslaufen des Feinsandes; die Matte ist elastisch und folgt Austiefungen so, daß Erosionen unterhalb des Deckwerkes wenig gefährlich für den Bestand des Deckwerkes sind und auch leicht erkannt werden können.

Erwähnenswert ist in diesem Zusammenhang, daß die Kunststoff-Industrie inzwischen eine Matte (keine Folie) entwickelt hat, die ähnlich wie die Faschinenmatte mit einer Mischkies-Einstreuung eingebaut werden kann. Man verspricht sich von dieser Matte gerade in Fließsandbereichen eine große Wirksamkeit. Sie soll im Nord-Ostsee-Kanal und im Mittellandkanal erprobt werden.

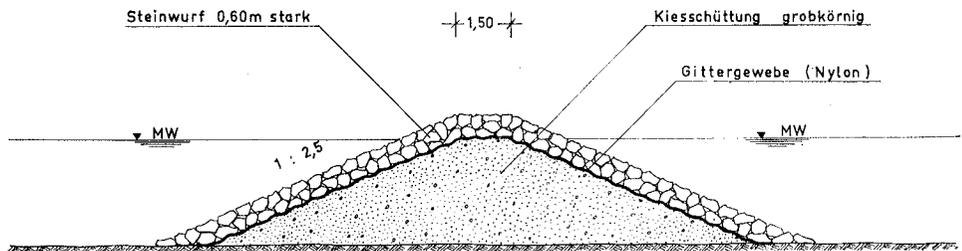
An Stelle von Faschinenmatten mit Mischkiesschicht sind auch geflochtene Matten aus Bongossi-Holz mit einer Gewebe-Plane, die die Funktion der Filterschicht übernimmt, eingebaut worden. Um ein Abrutschen der Schüttsteine zu vermeiden, sind Querrippen erforderlich.



— Nord-Ostsee-Kanal —

Bild Nr. 20  
Schüttsteinsicherung aus Bongossimatte

Das auf den Bildern Nr. 21 und Nr. 22 dargestellte Längswerk ist im Mittelrhein eingebaut. Der grobkörnige Kieskern ist mit einem Nylon-Gittergewebe als Filterschicht abgedeckt, als Sicherung ist eine 60 cm dicke Steinschicht aufgebracht.



(Skizze)

Bild Nr. 21  
Querschnitt eines Längswerkes am Mittelrhein mit Filteranlage aus Gittergewebe

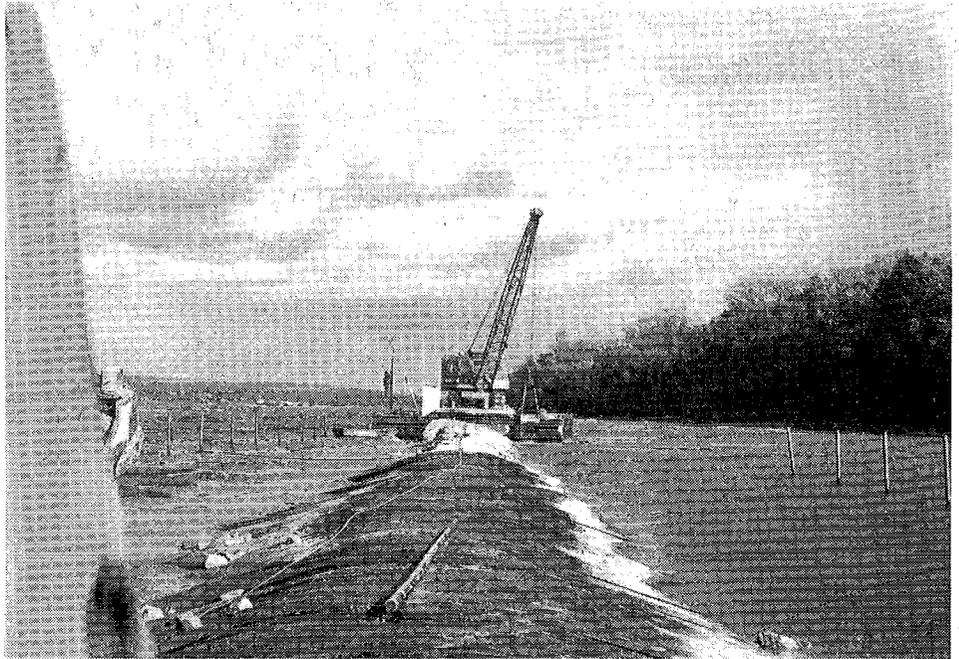


Bild Nr. 22  
Bau eines Längswerkes am Mittelrhein Bauzustand mit aufgelegtem Gittergewebe

### 5.2 Pflasterdeckwerke aus Natur- und Kunststeinen

Pflasterdeckwerke können sowohl aus Naturstein als auch aus Kunststeinen wie Beton- und Schlackensteinen hergestellt werden. Der Verwendungsbereich des Pflasterdeckwerkes ist weit enger begrenzt als der des Schüttsteindeckwerkes.

Eine Pflasterung ist nur dort angebracht, wo nicht mit größeren unregelmäßigen Setzungen oder Sackungen des Untergrundes zu rechnen ist. Bei Pflasterungen können sonst „Brückenbildungen“ bei Erosionen auftreten, die zu plötzlichen Schäden führen können. Ein vorhandenes Pflaster laufend nachzuregulieren erfordert einen großen Arbeitsaufwand und ist daher unwirtschaftlich. Soweit ein Pflaster an Einschnittstrecken mit durchlässigem Untergrund eingebaut wird, ist eine wirksame Filterschicht ebenso erforderlich wie beim Schüttsteindeckwerk, wobei die Filterschicht eine wirksame Verbindung mit dem Wasser im Fluß- bzw. Kanalbett erhalten muß.

Über Deckwerke aus Pflastersteinen liegen fast durchweg gute Erfahrungen vor. Im hamburgischen Elbebereich beispielsweise sind derartige Deckwerke von altersher eingebaut, wo das Ufer besonders starken Angriffen durch Eis ausgesetzt ist. Hierfür gibt man jetzt den Kunststeinen, vorwiegend dem Betonformstein, neuerdings auch dem Kupferschlackenstein 20 cm × 33 cm, 20 cm dick (Gewicht 36 kg) den Vorzug. Der wesentliche Vorteil besteht in dem geringeren Lieferpreis und dem einfacheren Einbau gegenüber dem behauenen Naturstein.

Kunststeinpflaster wird auch in großem Umfange dort eingebaut, wo das Gelände, insbesondere dessen Nutzung durch Verkehrswege oder Industrie steile Böschungen erfordert. Für diesen Zweck sind bereits seit 1912 Betonformsteine verlegt worden. Jedoch ist man aus Gründen der Arbeiterleichterung von Betonsteinen 28 cm × 58 cm,

20 cm dick (Gewicht 71 kg) auf den „Stein 35“ übergegangen mit einer Deckfläche von  $30 \times 30$  cm, 18 cm dick (Gewicht 35 kg). Die Steine sind schwalbenschwanzförmig verzahnt.

Ein solches Deckwerk ist auf Bild Nr. 23 dargestellt, wobei das Pflasterdeckwerk den Bereich über MThw schützt. Die an alten Deckwerken aus Betonstein festgestellte Anfälligkeit gegenüber Einwirkung von Mineralöl und Frost konnte inzwischen durch Verbesserung der Betongüte ausgeschaltet werden.

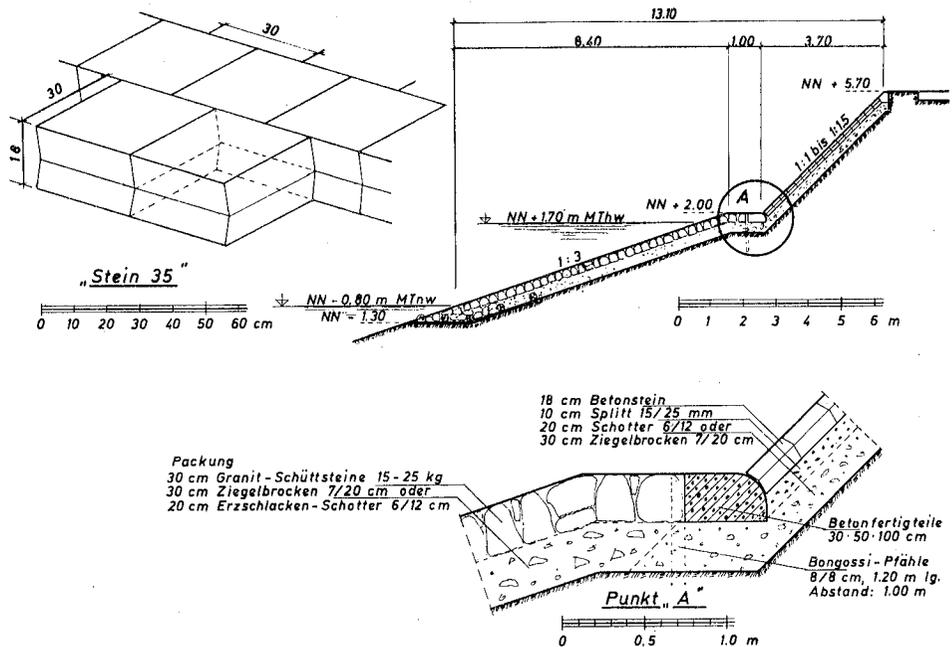


Bild Nr. 23  
Betonsteinpflaster

Bild Nr. 24 zeigt ein Betonsteinpflaster mit Höckern, das 1,50 m über MThw (mittl. Tidehochwasserstand) beginnend auf eine Länge von rd. 3,50 m angeordnet wurde; die Höcker geben dem Pflaster eine bessere „Rauhigkeit“, die hier wegen des stärkeren Wellenangriffes erforderlich ist.

Da eine Pflasterung im Schwankungsbereich des Wasserspiegels bzw. im Bereich der Wasserwechselzone wegen der höheren Kosten nur aus besonderen Gründen (Eis!) angelegt werden sollte und unterhalb dieses Bereiches nur in trockener Baugrube fortgesetzt werden kann, besteht ein Deckwerk häufig aus einer Pflasterung in Verbindung mit einer Steinschüttung, wie sie auf Bild Nr. 23 (Elbe) und auf Bild Nr. 15 (Rhein) dargestellt ist.

### 5.3 Ufersicherung aus Kunststeinmatten

Die laufend steigenden Lohnkosten geben zwangsläufig Anregung zur Entwicklung von Ufersicherungen, die weitgehend vorgefertigt und in mechanisierter Arbeitsweise eingebaut werden können. In jüngster Zeit sind zwei Arten von Betonmatten entwickelt worden; obwohl über deren Bewährung aber noch nichts Abschließendes ausgesagt

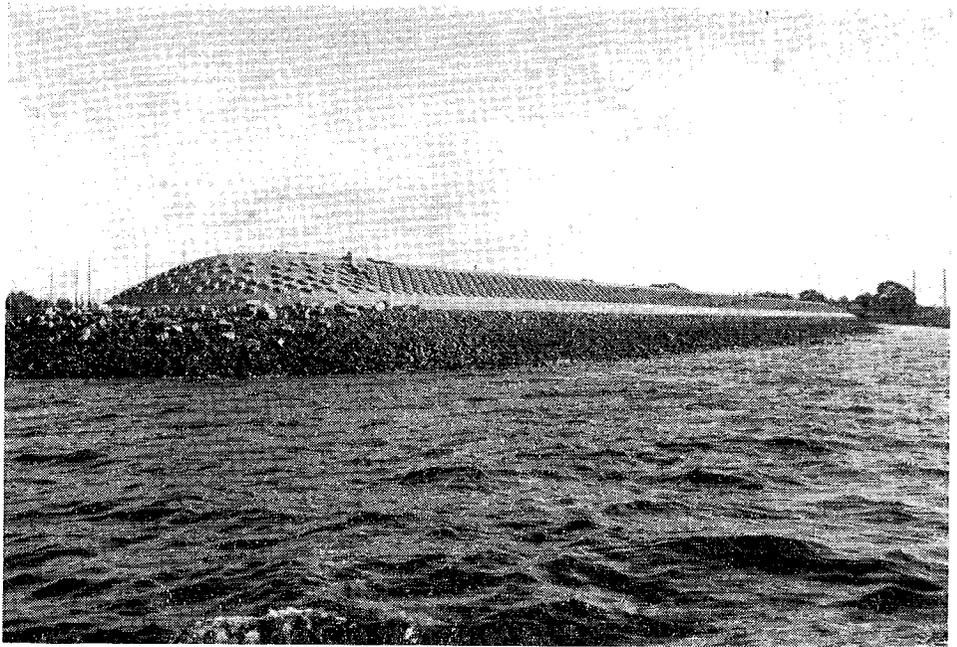
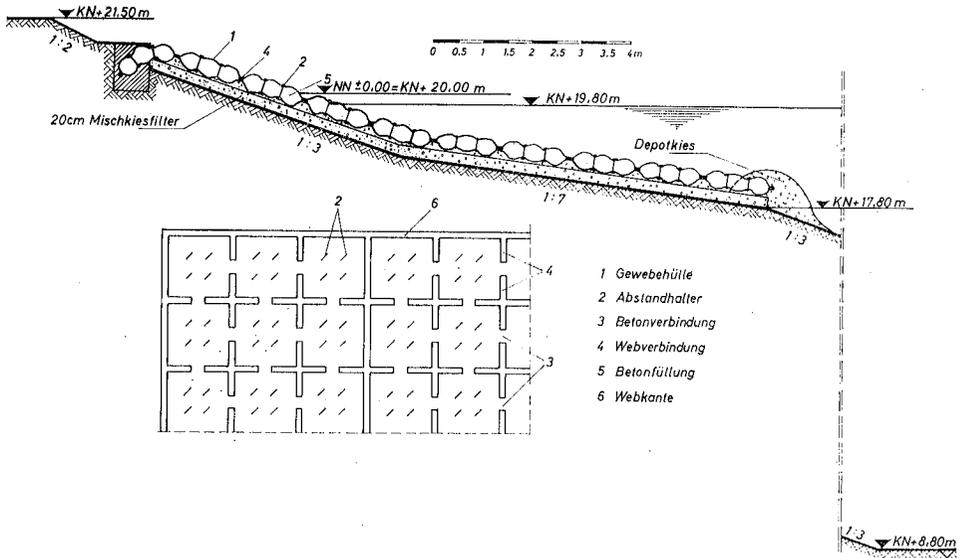


Bild Nr. 24  
SF-Betonsteinpflaster mit Höckern im Hamburgischen Elbebereich



— Nord-Ostsee-Kanal —

Bild Nr. 25  
Ufersicherung mit Colcrete-Plattenmatten

werden kann, dürften Hinweise auf diese Bauarten von Interesse sein. Mängel, die an diesen Matten festgestellt worden sind, lassen sich voraussichtlich durch Verbesserungen weitgehend beseitigen.

Dem ersteren Mattensystem liegt der Gedanke zugrunde, in eine „elastische verlorene Schalung“ am Einbauort Beton einzubringen. Als elastische Schalung werden steppdeckenartig zusammengenähte Nylonbahnen verlegt und mit flüssigem Beton gefüllt (Prepak-Matten, Colcrete-Matten). Bild Nr. 25 zeigt das System der Colcrete-Matten, wie sie in einer Probestrecke im Nord-Ostsee-Kanal eingebaut ist. Mit diesem System ist zweifellos eine weitgehende Mechanisierung des Herstellungsprozesses erreicht worden. Da der flüssige Beton über größere Entfernungen sowohl vom Wasser als auch vom Land aus gepumpt werden kann, ist es bedeutungslos, ob die Einbaustelle mit oder ohne Schwierigkeiten zu erreichen ist, und es ist ein Einbau im Trockenen und im Wasser möglich. Neben der Installation von Betonpumpen, die auch auf Arbeitsschiffen erfolgen kann, sind nur Kleingeräte erforderlich. Die diesen Matten vorausgesagte Flexibilität (gegeben durch die Nähte, die diesen Matten mehr oder weniger den Charakter einer Platten-Matte verleihen), hat sich nicht im gewünschten Umfang eingestellt. Weiter ist bei den bisher am Nord-Ostsee-Kanal eingebauten Matten eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit im Bereich der Steppnähte nicht vorhanden. Damit wird ein Filterunterbau notwendig, wie er allgemein bei dichten Abdeckungen ausgeführt werden muß (Herstellung einer Verbindung unterhalb des Deckwerkes mit dem Wasser im Fluß- bzw. Kanalbett).

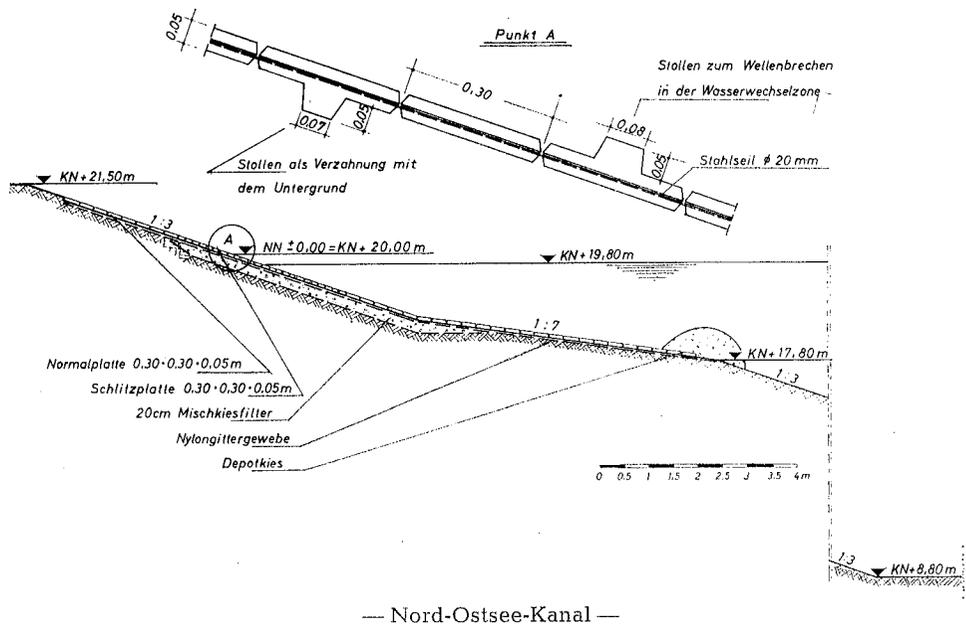


Bild Nr. 26  
Ufersicherung durch Betonplattenmatten

Beim zweiten Mattensystem handelt es sich um eine Betonmatte aus  $30 \times 30$  cm großen und 5 cm dicken Betonplatten, die durch korrosionssichere Stahlseile beweglich verbunden sind. Um ein Abrutschen zu verhindern, ist diese Matte auf der Unterseite mit Stollen

versehen, die eine Verzahnung mit dem Untergrund bewirken sollen. Derartige aufgesetzte Stollen sind auf der Oberfläche in dem Schwankungsbereich des Wasserspiegels vorgesehen, um hier eine größere Rauigkeit herzustellen.

Die Platten sind mit 5 cm Dicke relativ leicht — 120—130 kg/m<sup>2</sup> —; aus diesem Grunde ist ein guter Zusammenhalt zwischen den einzelnen Platten erforderlich, außerdem sind die Platten in der Wasserwechselzone durchbrochen (Schlitzplatten) und in diesem Bereich mit einer Filterkiesschicht versehen. Auf diese Weise soll ein wirksamer Abbau des Wasserüberdrucks erreicht werden. Die Plattenmatten werden zweckmäßig von einem schwimmenden Gerät aus eingebaut.

#### 5.4 Bituminöse Deckwerke

Über die Entwicklung der bituminösen Deckwerke einschließlich der Verwendung von Teer im Wasserbau wird auf den deutschen Bericht zum internationalen Schiffahrtskongreß in Stockholm hingewiesen.

Besonders günstige langjährige Ergebnisse liegen über den Verguß von Schüttsteindeckwerken als zusätzliche Sicherungsmaßnahme im Bereich der stärksten Böschungsbelastungen vor. Durch den Verguß wird erreicht, daß die Angriffe großflächig aufgenommen werden und nicht einzelne Steine aus der Böschungssicherung herausgelöst werden. Das führt mit verhältnismäßig geringem Kostenaufwand zu einer wesentlichen Herabsetzung der Unterhaltungskosten und zur Erhöhung der Lebensdauer der Uferdeckwerke.

Die Versuche zur Böschungssicherung mit Bitumen auch unter Wasser sind weitergeführt, dabei wurde außer praktisch phenolfreiem Teer auch Bitumen mit Erfolg eingesetzt. Die Versuche sind aber noch nicht abgeschlossen.

Das geschlossene Asphaltdeckwerk hat sich in Neubaustrecken, also bei trockener Baugrube, als konkurrenzfähig erwiesen. In Auftragsstrecken also beim äußeren Grundwasserstand niedriger als der Kanalwasserspiegel wurde in diesen Fällen die Abdichtung des Kanals mit dem des Böschungsschutzes gekoppelt, es konnte also die bisherige Dichtung aus Ton oder Hydraton entfallen und damit auch an Aushub gespart werden.

Während bei der ersten Ausführung noch ein Sohlenschutz von 50 cm Dicke als erforderlich erachtet wurde, soll diese bei zukünftigen Ausführungen durch eine 6—8 cm dicke Asphaltdeckschicht ersetzt werden. Diese Dicke reicht aus, um jedes Durchschlagen durch fallende Anker auszuschließen.

Abb. 27 zeigt die bisherige Ausführung (Main-Donau-Kanal). Auf die im Wasserschwankungsbereich eingebrachte Aufräuhung sei besonders hingewiesen.

Am Dortmund-Ems-Kanal wurde ferner ein „durchlässiges“ Asphaltdeckwerk in einer Versuchsstrecke ausgeführt, bei dem der Grundwasserspiegel etwa in Höhe Kanalwasserspiegel liegt, beim Absinken durch verbeifahrende Schiffe also ein äußerer Wasserüberdruck entsteht. Grundgedanke war, ein Deckwerk mit durchgehenden Poren zu schaffen und damit den äußeren Wasserüberdruck flächenmäßig schnell abzubauen. Die bisherige kurze Liegezeit zeigt, daß der bisher beschrittene Weg kaum zu einer brauchbaren Lösung führen wird. Das Deckwerk zeigt bereits Frostschäden in Wasserspiegellhöhe, auch entspricht die Durchlässigkeit nicht der angestrebten. Es muß angenommen werden, daß diese bei längerer Liegezeit durch Verstopfung der Poren weiter abnimmt. Auch ist nicht klar, ob die Haftung des Bitumens am Gestein infolge der Durchströmung auf die Dauer erhalten bleibt.

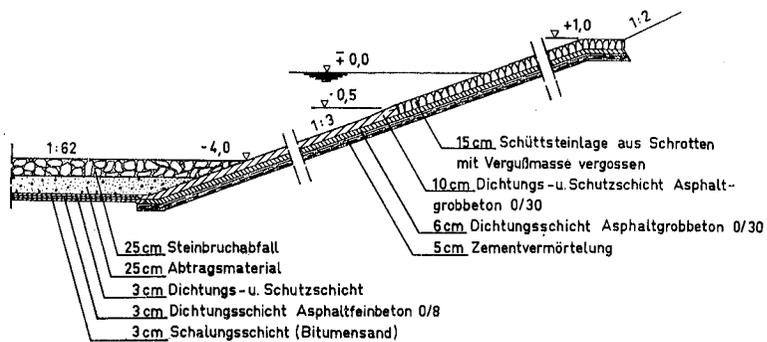


Bild Nr. 27  
Dichtungs- und Deckwerkausbildung

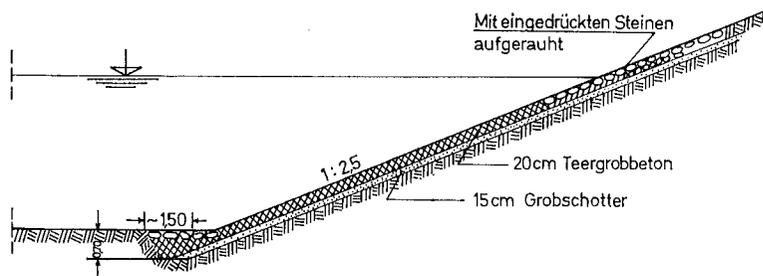


Bild Nr. 28  
Böschungsschutz mit Teergrobbetondeckwerk ohne Dichtungseigenschaft

Bei dichten Asphaltdeckwerken und äußerem Wasserüberdruck sind gut wirkende Entlastungen erforderlich (Filter, Durchtrittsöffnungen) und ein ausreichendes Gewicht des Deckwerkes. Die optimalen d. h. wirtschaftlichsten Lösungen sollen in weiteren Versuchen gefunden werden.

### 5.5 Spundwandeinfassungen

Anstelle geneigter Kanalböschungen werden in bestimmten Fällen Spundwandeinfassungen (Bild Nr. 29) oder auch Stützmauern gewählt.

Derartige Lösungen sind im allgemeinen kostspieliger als die vorherbeschriebenen. Sie passen sich auch weniger in die Landschaft ein. Dennoch bieten sich Spundwandeinfassungen in Industrie- und dichtbesiedelten Gebieten an. Mit dieser Lösung läßt sich auf engstem Raum ein größtmöglicher Wasserquerschnitt einfassen. Spundwandeinfassungen können aber auch dort die wirtschaftlichsten und zweckmäßigsten Lösungen darstellen, wo es gilt, vorhandene Kanäle zu erweitern. So finden sie in weiten Strecken des Mittellandkanals insbesondere dort Verwendung, wo in tiefen Einschnittstrecken erheblicher Bodenabtrag über der Wasserlinie vermieden werden kann oder

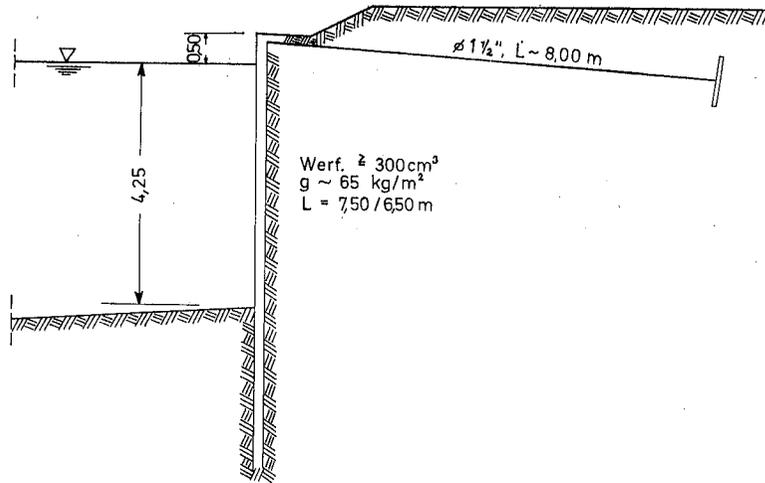


Bild Nr. 29  
Spundwandsicherung

aber, wo in Auftragsstrecken hiermit sonst erforderliche wesentliche Veränderungen nicht vorgenommen zu werden brauchen. Ein weiterer Uferschutz entfällt; die Unterhaltungskosten sind sehr gering.

Für Mensch und Tier bildet diese Lösung allerdings einen unübersehbaren Gefahrenherd, da eine senkrechte Uferwand ohne besondere Einrichtungen wie Leitern, keine Möglichkeit bietet, vom Wasser her das Land zu erreichen.

## 6. Technisch-wirtschaftliche Planungsgesichtspunkte

Bei der Beschreibung der verschiedenen Bauweisen ist bereits auf wirtschaftliche Gesichtspunkte beim Schutz der Uferböschungen hingewiesen worden.

Für die Planung dieser Schutzmaßnahmen ist die verlangte Nutzungsdauer maßgebend, d. h. der Zeitraum für den die Uferbefestigung den technischen Erfordernissen voll entspricht. Das heißt, der Uferschutz muß, ohne daß eine Zerstörung des Kanal- bzw. Flußufers erfolgt, während dieser Zeit die von ihm erwartete Schutzaufgabe übernehmen. Von der Nutzungsdauer ist zu unterscheiden die Lebensdauer der Schutzmaßnahme. Das ist der Zeitraum, in dem das Bauwerk durch keine vertretbare Reparatur mehr zu retten ist. Es kann aber auch vorkommen, daß z. B. ein Kanal aus technischen und wirtschaftlichen Gründen eine Änderung erfährt, bevor die Lebensdauer des Uferschutzwerkes abgelaufen ist.

Die Nutzungsdauer bzw. die Lebensdauer sind abhängig von:

den örtlichen Verhältnissen (Schiffahrt, Kanal- bzw. Flußquerschnitt, Bodenverhältnisse)

der Erstinvestition (leichter Uferschutz, lose Schüttsteine, schwere Deckwerke) dem Unterhaltungsaufwand.

Während die örtlichen Verhältnisse nicht beeinflussbar sind, ist die Abstimmung der Investitionskosten, d. h. der Baukosten und der Unterhaltungskosten Aufgabe des Planenden.

Es kann dabei der Fall eintreten, daß für eine Baumaßnahme die erforderlichen Geldmittel nicht zur Verfügung stehen, um ein Deckwerk technisch optimal anzulegen; es werden also bewußt höhere Unterhaltungskosten in Kauf genommen, um zunächst Baukosten einzusparen. Hierbei wird zu überlegen sein, ob für die Nutzungsdauer des Deckwerkes die erforderlichen Unterhaltungsarbeiten wirtschaftlich durchgeführt werden können, d. h. es muß der erforderliche Schiffspark verfügbar sein und auch das Steinmaterial für die in der Zeit der Unterhaltung notwendigen Nachschüttungen. Untersuchungen im Bereich des Dortmund-Ems-Kanals haben gezeigt, daß bei den derzeitigen Belastungen der Ufer durch die Schifffahrt die erforderlichen Unterhaltungsarbeiten nur dann wirtschaftlich durchgeführt werden können, wenn eine überregionale Planung der Unterhaltungsarbeiten für größere Kanalabschnitte erfolgt und wenn der erforderliche Schiffspark mit guter technischer Ausrüstung zur Verfügung steht. Theoretisch ist es zwar nicht aufwendiger, Steinmaterial nach den bisher angewendeten wenig mechanisierten Verfahren einzubauen, es wird aber von Jahr zu Jahr in Deutschland schwieriger, die erforderlichen Arbeitskräfte für die verhältnismäßig schwere Handarbeit zur Unterhaltung der Wasserstraßen vorzuhalten.

Die Untersuchungen haben weiter gezeigt, daß durch den Einbau spezifisch schwererer Basaltsteine die Standfestigkeit der Steindeckwerke erhöht und an Unterhaltungsarbeiten eingespart werden kann.

Wenn auch in Deutschland zur Zeit noch an den natürlichen Wasserstraßen die losen Steindeckwerke dominieren, ist die Tendenz zu einer stärkeren, d. h. weniger unterhaltungsaufwendigen Uferbefestigung festzustellen. Diese Entwicklung führt von der losen Steinschüttung und dem Setzsteindeckwerk zu dem zunächst in der Zone des stärksten Angriffes z. B. durch Verguß zusätzlich geschützten Deckwerk, das die angreifenden Kräfte großflächig aufnimmt und dadurch das Herauslösen kleiner Steine aus dem Deckwerk und damit seiner langsamen Zerstörung herabsetzt.

Die Tendenz geht weiter zu einem Deckwerk, das maschinell eingebaut werden kann und das während der Nutzungsdauer nur einen geringen Unterhaltungsaufwand erwarten läßt; hier sind z. B. Asphaltbetondeckwerke zu nennen.

Der Einbau von Deckwerken im Trockenen macht keine Schwierigkeiten; wegen der in Deutschland in großem Umfang laufenden Arbeiten zu Kanalerweiterungen und Ufersicherungen an Flüssen, d. h. für den Einbau solcher Befestigungen im Wasser sind zahlreiche Bauverfahren in Erprobung, wobei der mechanische Einbau von Deckwerken angestrebt wird; diese Deckwerke lassen unter den zu erwartenden Verkehrsbelastungen geringe Unterhaltungsarbeiten erwarten.

Insgesamt muß der ein Uferdeckwerk planende Ingenieur, wie es die Erfahrungen gezeigt haben, neben den rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten auch die örtlichen Gegebenheiten beachten; insbesondere wird es in Zukunft immer schwieriger werden, erforderliche Unterhaltungsarbeiten an zu leicht ausgeführten Deckwerken durchzuführen; es sollte daher bei der Planung besonders darauf Rücksicht genommen werden, durch die Wahl eines geeigneten Deckwerkes die Unterhaltungsarbeiten einzuschränken.

## Schriftumsverzeichnis

- [1] Glazik, G.: Beitrag zur Frage der Standardisierung von Uferbefestigungen für Binnenwasserstraßen  
(Heft 1 der Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin 1961)
- [2] Deutsche Berichte zum XXI. Internationalen Schifffahrtskongreß Stockholm 1965  
Abteilung I — Binnenschifffahrt  
Thema 4:  
Neue Baustoffe und neue Bauausführungen für den Schutz der Böschungen und der Sohle von Kanälen, Flüssen und Häfen. Gesteinskosten und jeweilige Vorteile.  
Bonn 1965 (BMV)
- [3] Studie über die Wasserspiegelbewegungen des Nord-Ostsee-Kanals  
aufgestellt von der Untersuchungsstelle NOK des Wasserbauamtes Kiel-Holtenau  
(Nicht veröffentlichter Eigenbericht 1966)
- [4] Schröder, H. Th. u. Hofmann, W.: „Beanspruchung der Böschung eines Schifffahrtskanals“  
(Heft 27 Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 1968 Seite 46—55  
und „Schiff und Hafen“ Jahrgang 20, Heft 9/1968)
- [5] Kuhn: „Verhalten der Böschungsbefestigung bei den Bamberger Kanal- und Schifffahrtsversuchen“  
(Heft 27 Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 1968 Seite 42—45  
und „Schiff und Hafen“ Jahrgang 20 Heft 8/1968)

## Abteilung II — Seeschifffahrt

### Thema 1

#### Leitgedanken für Roll-on/Roll-off-Anlagen und zum Container-Umschlag in deutschen Seehäfen

von

Direktor Dr. Günter Boldt, Bremer Lagerhaus-Gesellschaft, Bremen;  
Baudirektor Dr.-Ing. Kurt Georg Förster, Strom- und Hafenanbau, Hamburg

#### Zusammenfassung

Die Arbeit behandelt allgemein die seit einigen Jahren aus den Fähr-Landeanlagen des öffentlichen Verkehrs sich herauschälenden Roll-on/Roll-off-Anlagen. Ihre Entwicklungsgeschichte sowie ihre geographisch vorgegebenen und die planerisch-entwurfsmäßigen Voraussetzungen werden in knappster Form behandelt und typisiert. Die sich anbietenden technisch-konstruktiven Lösungen werden in kurzer Systematik mit Längsschnitt- und Grundriß-Skizzen dargestellt und beschrieben. Abschließend sind die wichtigsten deutschen Fähr- und Roll-Anlagen in diese Betrachtung eingegliedert und in ihren wesentlichsten Merkmalen erläutert worden.

Im zweiten Teil werden die wirtschaftlich-planerischen Voraussetzungen für das Anwachsen des Containerverkehrs von ihrer grundsätzlichen Seite her betrachtet und in ihrer vielfach sich einspielenden Kombination mit dem Roll-on/Roll-off-Verkehr im gleichen Hafen bzw. am gleichen Kai in Beziehung gesetzt. Ein Ausblick auf hierzu nötige Kranausrüstung und ein Überblick über die Container-Fazilitäten in den 3 großen deutschen Häfen Bremen, Bremerhaven und Hamburg bilden den Abschluß.

#### Inhalt

	Seite
1/2/3. Roll-on/Roll-off-Anlagen .....	178
1.1 Verkehrstechnische Vorbedingungen .....	178
1.2 Entstehung der Roll-on/Roll-off-Anlagen aus den „Fährbetten“ der Wagenfähren und Eisenbahn-Trajekte .....	179
1.3 Neuere Einflüsse aus der Schifffahrt und der Umschlagstechnik .....	179
2.1 Örtlich-geographische Voraussetzungen .....	180
2.2 Hafenplanerisch/entwurfsmäßige Anforderungen .....	181
2.3 Systematik der Roll-Anlagen im Längsschnitt .....	182
2.4 Systematik von Roll-Anlagen im Grundriß .....	187
3. Beispiele ausgeführter Anlagen in deutschen Seehäfen .....	190
4. Container- und Roll-on/Roll-off-Verkehr (als zusammengehörig betrachtet; ausgeführte Beispiele in Bremen, Bremerhaven und Hamburg) .....	192

## 1/2/3. Roll-on/Roll-off-Anlagen

### 1.1 Verkehrstechnische Vorbedingungen

Die moderne Umschlagstechnik in den Seehäfen fordert — analog dem „Fließband“ in der industriellen Fertigung — möglichst wenig unterbrochene, weitgehend gleichmäßig durchlaufende Arbeitsvorgänge. Wie sich beim Massengut seit Jahrzehnten die Stetigförderer (Becherwerk, Elevator, Förderband, Förderkette, „Redler“, Sauger, Pumpe usw.) gegenüber dem im Taktverfahren arbeitenden Spiel der Kräne mehr und mehr durchgesetzt haben, erkennt man im Stückgutumschlag die sich überraschend schnell entwickelnde Tendenz, immer größer werdende Lasteinheiten in immer länger und dabei möglichst gleichbleibend durchlaufenden Bewegungsvorgängen vom Land zum Schiff und umgekehrt — nach der Seereise wieder an Land — zu bringen.

Dieser in den Häfen sich abspielende Teil dergestalt modernisierter Bewegungsabläufe — die ja heute als durchlaufende Beförderungsleistungen vom Versender zum Empfänger gesehen werden müssen — erfordert praktikable, weitgehend nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten zusammengefaßte Ladungseinheiten bzw. „Einheitsladungen“. Diese erscheinen kaum noch als Einzel-Colli, sondern meist als besetzte Paletten oder rollfähige Flats, als kompakt gebündelte „Unitloads“ und schließlich als nur noch mit Kränen zu handhabende Container. Diese werden zu Trailern, wenn sie im Gegensatz zu dem vom Fahrgestell immer wieder abzunehmenden Container gemeinsam mit ihrem straßengerecht konstruierten fahrbaren Untersatz, also auf diesem rollend, ins Schiff befördert werden.

Durch diese Vorbedingungen in der neuen Stückgut-Behandlung kommt die wechselseitig enge Beziehung oder auch gegenseitige Abhängigkeit bzw. sinnvolle Ergänzung der beiden in der Realität sich als nützlich erwiesenen Arbeitsmethoden klar zum Ausdruck. Die Großschiffahrt fordert eine rationelle Container-Behandlung mit Verladebrücken — bzw. dafür spezialisierten Drehkränen — und legt in vielen Fällen Wert auf Roll-on/Roll-off-Anlagen am gleichen Liegeplatz. Faßt man schließlich beide als zwei Varianten des eingangs charakterisierten immanenten Trends zur Konzentration im Umschlagsbetrieb auf, so erklärt sich die Roll-Anlage als nur ein Teil-Aspekt innerhalb eines universell orientierten „Container Terminals“ schon fast selbstverständlich.

Der unverkennbare Zug ins Große, d. h. zur Handhabung möglichst der ganzen Lkw-Last bzw. zu größtmöglicher Auslastung der zulässigen Waggon-Tragfähigkeit in Anpassung an das Lichttraumprofil, ist ein Spezifikum sowohl der meist nach Isonorm dimensionierten Container wie auch allgemein der maximal angestrebten Ausdehnung an- und von Bord rollender Ladungseinheiten. Die obere Grenze nach Maß und Gewicht ist bisher durch die Aufnahmefähigkeit der vorhandenen öffentlichen Verkehrsnetze der Straßen und Eisenbahnen, zum Teil auch der Binnenschiffahrt vorgegeben. Die speziell hierzu geschaffene bzw. sich anbietende technisch-konstruktive Installation für diese Verkehrssparte in den Auslaufhäfen ist der Gegenstand der vorliegenden Betrachtung.

Ein deutlicher Unterschied besteht darum gegenüber anderen modernen Lade- und Löschmethoden, etwa im „Truck-to-Truck-Verfahren“, bei welchem das palettierte Stückgut — in den Maßen den zu verwendenden Gabelstaplern angepaßt — von diesen durch entsprechend kleinere Seitenpforten ins Schiff bzw. herausgebracht wird oder auch in gebrochenem Beförderungsgang an der Bordwand in Deckshöhe einem zweiten im Schiff arbeitenden Gabelstapler übergeben bzw. von diesem übernommen wird. Dieses in manchen Regelverbundungshäfen Skandinaviens seit längerer Zeit eingespielte Verfahren kann wegen mancher grundsätzlicher oder auch nur gradueller Unterschiede allenfalls als Vorstufe bzw. als Variante des echten Roll-Verfahrens angesehen werden. Es liegt

daher am Rande des hier zu betrachtenden Haupt-Themas. Ziel dieser Ausführungen ist lediglich eine kurze Darstellung und Sichtung einiger während der letzten Jahre in nord-west-deutschen Häfen eingerichteten Rollanlagen, wobei jedoch die Gewinnung einer gewissen Systematik, ihrer Funktionen und ihrer wichtigsten technischen Kennzeichen im Längsschnitt und Grundriß im Vordergrund steht.

### *1.2 Entstehung der Roll-on/Roll-off-Anlagen aus den „Fährbetten“ der Wagenfähren und Eisenbahn-Trajekte*

Die Schiffstypen mit Haupt- oder Zusatzeinrichtungen für den modernen Roll-on/Roll-off-Verkehr sind durchweg in den letzten Jahren entwickelt worden. Sie haben zum Teil bekannte Vorbilder in den Wagenfähren der größeren Flüsse und Häfen bzw. an Meeresarmen. Deren meist kurze Überfahrtsdauer bei relativ ruhigem Wasser lassen besondere Vorrichtungen zum Befestigen (Festzurren) der selbstfahrenden an Bord abgebremsten Fahrzeuge überflüssig erscheinen; irgendwelche Stauprobleme treten daher kaum auf, weil freizügige An- und Abfahrt gewährleistet sein muß. Ein glattes Fahrdeck, das meist nur teilweise, häufig gar nicht gegen Witterungsunbilden geschützt ist, bildet die Regel.

Da im allgemeinen Bug und/oder Heck — bei seitlichem Anschluß ggf. die Reling des Schiffes — an der Landestelle überfahren wird, sind während der Fahrt hier oft nur leicht schließbare Schranken, gelegentlich auch Gitterpfosten, Riegel, Schwellen oder bewegliche Bodenklappen auf dem Schiff vorhanden. Derartige Einrichtungen genügen aber nur für einfachen Übersetzverkehr. Die ergänzenden landseitigen Teile der Fährbetten, Rampen oder auch Übergangsbrücken sind in dieser Hinsicht gleichfalls sehr einfach. Typisch für solche Anlagen an Gewässern mit Wasserstandsschwankungen — wie den meisten Flüssen — sind entsprechend lange Schrägrampen am Ufer. Durch flache Bauart der Fährschiffe pflegt man sich dieser Gegebenheit anzupassen; so entstanden aber auch die am Bug mit sog. Landeklappen versehenen mehr oder weniger typischen Landungsfahrzeuge im Orts- bzw. Inselverkehr, für Bautrupps sowie militärische Zwecke, wie sie als deutlich erkennbare Vorstufe zu den späteren Roll-on/Roll-off-Fahrzeugen heute in sehr verschiedenen Größen praktisch im Gebrauch sind.

Von der anderen Seite betrachtet, stellen die Trajektschiffe der Eisenbahnen mit ihrer waagrecht liegenden ebenen Decksfläche besonders hohe Anforderungen an die landseitige Installation. Wenn man die bekanntlich sehr vielfältigen Sicherheitsansprüche der Bahnverwaltungen an derartige Betriebsanlagen berücksichtigt, erfordert das genügend lange und entsprechend aufwendige bewegliche Übergangsbrücken mit tragfähigen Portalen sowie einwandfrei und schnell arbeitenden Bewegungsvorrichtungen. Die schlüssige Gleisverbindung vom Land zum Schiff bedingt außerdem eine extrem ruhige Lage des Schiffes in den dafür meist optimal ausgestatteten Fährbetten.

### *1.3 Neuere Einflüsse aus der Schifffahrt und der Umschlagstechnik*

Die damit eingegrenzten grundsätzlichen Vorbedingungen für den Bau von Roll-Anlagen lassen sich den örtlichen Erfordernissen entsprechend beliebig ergänzen, zum Teil aber auch in überzeugender Weise vereinfachen. Dazu kommen dann die neuen Erkenntnisse in bezug auf Schiffsbetrieb und Umschlagstechnik.

So erfordern die Fährlinien des Nord- und Ostseeraumes ausreichend seefähige Schiffstypen, damit ein fester Fahrplan auch bei stürmischem Wetter eingehalten werden kann. Die für Waggons und Straßenfahrzeuge hergerichteten Decksflächen brauchen daher absolut zuverlässige Anschlüsse im Vorschiff und am Heck: Der aufklappbare, nach Schiffbaugrundsätzen mehrfach abzusichernde Bug und die Heckpforte, die zugleich

meist mittels Übergangsklappen das Hinüberfahren vom Schiff ans Land ermöglichen, wurden eingeführt und gaben dadurch der technischen Ausgestaltung der Roll-Anlagen wiederum entscheidende Anregungen. Andererseits bewirken die unterschiedlichen Liegebedingungen für die Schiffe an Roll-Anlagen während der Lösch- und Ladevorgänge sehr mannigfaltige Bauarten, sowohl was die konstruktive Lösung im Grundriß und Längsschnitt wie auch die mechanische bzw. elektrische Ausrüstung betrifft.

Für typische Fährverbindungen dominiert daneben die Passagier-Abfertigung, weswegen die dafür besonders eingerichteten Fährbetten vom Güter- und Fahrzeugumschlag getrennte Verbindungsbrücken mit oder ohne Gangways, Förderbänder, Gepäck-Elevatoren oder Kräne aufweisen. Die technische Ausrüstung ist zum Teil recht aufwendig, u. a. auch im Erscheinungsbild, kann dafür aber in hohem Grade als werbender Faktor betrachtet werden.

Für Roll-Anlagen bei überwiegendem Stückgutumschlag nebst Container- bzw. Trailer-Verladung sind jedoch meist sehr einfache Fährbetten angelegt worden, wenn nicht überhaupt das Schiff längsseits einer Kaimauer oder Pier-Anlage mit Kranbestückung, Straßen und Gleisen, die ohnehin für seine Bedienung notwendig sind, festmacht und die Roll-Anlage dann als wünschenswerte Zusatzeinrichtung erscheint.

Die Besonderheit einer modernen Roll-Anlage ist überhaupt in ihrer unmittelbaren, ausgesprochen betriebsbedingten Beziehung zum Kaiumschlag, den sie sinnvoll ergänzt bzw. gegenüber konkurrierenden Umschlagsystemen gewissermaßen verselbständigt, zu erblicken. So sind die in jüngster Zeit geschaffenen größeren und auch speziell kleineren, als Roll-on/Roll-off-Terminal bezeichneten Installationen entstanden und zunehmend in Gebrauch gekommen. Sie bieten damit die Möglichkeit, je nach Anfall der einen oder anderen Verschiffungsart die einzelnen Schiffsabfahrten nach Bedarf bzw. anteilmäßig mehr oder weniger mit Roll-Gütern und in Ergänzung dazu mit Containern und in der Größe genormten weiteren, zum Teil erst am Kai gepackten Einheitsladungen zu besetzen. Dazu ergibt sich meist noch die Möglichkeit, den zusätzlich verbleibenden Schiffsraum mit konventionell verladenem Stückgut mit Hilfe stets vorhandener Kaikräne günstig auszunutzen.

### *2.1 Örtlich-geographische Voraussetzungen*

Fähren in genauer Begriffsdefinition sind vom allgemeinen Seeverkehr zu unterscheidende, speziell nach Örtlichkeit, Zeitablauf (Regelmäßigkeit ist eine überragende Forderung!) und technischer Leistungsfähigkeit sich auszeichnende Verkehrsbetriebe. Ihre Entwicklung bzw. Lebensfähigkeit ist daher weitgehend an örtlich-geographische Voraussetzungen geknüpft; die maßgeblichen wirtschaftlich orientierten Einflüsse sind ihnen gleichgestellt.

Und danach hat es sich in einer hundertjährigen Entwicklung sehr exakt herausgeschält, wo — bzw. wo nicht — reine Eisenbahntrajekte, wo sodann Fähren für Bahn- und Straßenverkehr oder später reine Autofähren (für Lkw- und Pkw-Transporte) des öffentlichen Verkehrs entstanden sind bzw. sich erhalten haben. Schließlich sind die damit seit längerer Zeit kombinierten und die seit neuester Zeit davon unabhängigen Einrichtungen für Roll-on/Roll-off-Verkehr zu nennen, die von Schiffen gebraucht werden, welche neben der Stückgutverfrachtung mittels Kranhilfe auf Palette, in Unitloads und Containern nunmehr hauptsächlich für das An- und Abrollen von Trailern, Lastwagen mit und ohne Anhänger und schließlich selbstfahrenden Großstückgütern (Trekern, Landmaschinen, Wohnwagen, Export-Autos u. a. m.) besonders ausgestattet sind.

Während sich für die notwendige technische Spezialausrüstung des erstgenannten öffentlichen Fährdienstes weitgehend typische Lösungen herausgebildet haben (eine um-

fangreiche Literatur existiert bereits), sind die sogenannten Roll-Anlagen für die letztgenannten Dienste noch in schneller Entwicklung und demgemäß Veränderung begriffen. Allgemeingültige Erfahrungen, Empfehlungen oder gar Normen lassen sich zur Zeit kaum herausstellen. Alles ist noch im Fluß und man wird sich zunächst auf die wichtigsten Entwurfs- bzw. Konstruktionsgrundsätze beschränken müssen, um den vorliegenden Aufgabenkomplex wenigstens in großen Zügen zu umreißen und in Richtung einer zukünftig erwünschten Vereinheitlichung zu betrachten.

Hier handelt es sich vorwiegend um Spezial-Installationen ohne öffentlichen Verkehr; solche sind daher weitgehend nach privat-wirtschaftlichen Gesichtspunkten in ihrem Standort ausgewählt und dem zu erwartenden Verkehrsfluß entsprechend nach Eigenart und Häufigkeit der anfallenden Güter generell angeordnet und in konstruktiver Hinsicht gestaltet. Demnach weichen sie hierin weitgehend von den Fähranlagen der erstgenannten Gruppe ab, bei welchen neben wirtschaftlichen Erwägungen auch solche verkehrspolitischer Art eine Rolle spielen. Diese werden von staatlichen Stellen, Körperschaften, Aufsichtsinstanzen usw. beeinflusst, gefördert und gegebenenfalls auch subventioniert.

Deren technische Einrichtungen lassen daher in mancher Hinsicht erkennen, daß nicht nur ökonomische Grundsätze ihre Ausbildung kennzeichnen, sondern zum Teil übergeordnete Gesichtspunkte wie unbedingte Zuverlässigkeit und Verkehrssicherheit (sowohl in technischer Hinsicht wie im zeitlichen Ablauf gesehen) und weitgehend auch die Verkehrswerbung beim Entwurf ausschlaggebend waren. Markante Beispiele dieser dem öffentlichen Verkehr dienenden Art sind u. a. im Bereich der Bundesrepublik Deutschland die Gemeinschaftsfähre der Deutschen Bundesbahn und der Königlich Dänischen Staatsbahn im Zuge der Vogelfluglinie über den Fehmarn-Belt. Der moderne Fährhafen Puttgarden (gegenüber Rødby-Havn) kann als Prototyp eines Fährhafens dieser Kategorie gelten. Aber auch die in Lübeck und Kiel geschaffenen Fähranlagen, wie der Skandinavien-Kai Travemünde (nach Gedser, Kopenhagen, Malmö, Trelleborg, Helsinki u. a.) und der Nordland-Kai in Lübeck (generell nach Schweden und Finnland) einerseits, bzw der Oslo-Kai in Kiel (mit den Fährlinien nach Oslo, Göteborg und Langeland) andererseits, sowie der bisherige Endpunkt der England-Fähre in Bremerhaven (Gegenpunkt Harwich), deren zweiter Ausgangspunkt Hamburg sein wird, gehören in diese Kategorie. In einer mittleren Region rangieren die Fährn von und nach den ostfriesischen und nordfriesischen Inseln in Emden und Dagebüll; ebenfalls die Weser-Fähre Bremerhaven-Blexen und die Elbfähre Brunsbüttelkoog-Cuxhaven sowie — rein betrieblich gesehen — auch die Köhlbrandfähre in Hamburg. Generell gehören diese zu den staatlich gelenkten, teilweise subventionierten Gruppen.

Reine Roll-Anlagen des zweitgenannten Typs, die privatwirtschaftlich genutzt und immer im Zusammenhang mit dem allgemeinen Stückgutumschlag betrachtet werden müssen, befinden sich zur Zeit im Betriebs- bzw. im Entwurfs- oder Ausbaustadium begriffen in Bremerhaven (Container-Kaje und Nordhafen), Bremen (Überseehafen), Hamburg (Sandtorhafen, später Dalmannekai vorgesehen) und Kiel (Nordhafen Kiel-Holtenau). Sie werden rein kommerziell betrieben und von den an dieser Verkehrssparte privat-wirtschaftlich interessierten Reedern angefahren und nach Bedarf ausgenutzt neben den nicht weniger wichtigen an diesen Anlaufplätzen sich befindenden sonstigen Umschlag-Fazilitäten für den Stückgutumschlag.

## *2.2. Hafenplanerisch / entwurfmäßige Anforderungen*

Hafenplanerische und konstruktive Entwurfsgrundlagen lassen sich somit für jeden Einzelfall erarbeiten. Dabei haben nautische Belange im allgemeinen den Vorrang, weil sich diese an Ort und Stelle normalerweise am wenigsten verändern lassen. Die Fahr-

wassertiefen und -breiten, die nötigen Wendepunkte und Ausweichstellen, sowie die Ufergestaltung geben meistens den Ausschlag bei der Wahl des Standorts für die geplanten Roll-Anlagen.

Auf der Landseite sind neben guten Straßenverbindungen und ausreichendem Bahnanschluß (einschl. Rangieranlagen) vor allem genügend große Aufstellflächen für abgehende und ankommende Rollgüter (Trailer, Paletten, Container, Selbstfahrer usw.) ausschlaggebend für die Standortwahl. Dazu kommen Betriebseinrichtungen wie ein Ladekai mit ausreichender Kranbestückung, ebenfalls mit Gleisanschluß nebst Aufstellgleisen und mit Versorgungsleitungen, sowie Abfertigungsgebäuden für Schiff, Bahn, Post, Zoll und Spediteure. Schließlich bilden Unterkünfte für Fahrgäste, Besucher und Betriebsangehörige wie gegebenenfalls Materiallager, Werkstätten und Ausrüstungsplätze für die Fährschiffsreedereien die Ergänzung im Hinblick auf die nötigen Hochbauten.

Danach sind nun die verschiedenen Möglichkeiten der Lage für das Fährschiff etwa wie folgt zu unterscheiden:

- A. Mehr oder weniger freiliegend „im Strom“, an Dalben, zwischen Leitwerken, also in einem aufgelösten Fährbett mit den Landzugängen über Heck- oder Bugklappen.
- B. Enger eingeordnet in ein Hafenbecken, und zwar
  1. am Kai im fest ausgekleideten Fährbett,
  2. am Kai einfach vertäut, also in reiner Seitenlage am Ufer oder in sägeförmiger Anordnung zum Ufer gestaffelt.

Hierbei wird die landseitige Zufahrt „vor Kopf“ mit oder ohne Stützpunkte an Dalben bewerkstelligt.

Bei allen diesen Varianten in der Grundrisslösung ist es betrieblich ausschlaggebend, ob Passagiere bevorzugt oder nebenbei mitbefördert werden, d. h. ob diese in Sonderanlagen abzufertigen sind, ob deren Autos und weitere bewegliche Güter über Heck- bzw. Bugklappen an Bord rollen oder ob dieser bei großen Anlagen — z. B. wie bei der Vogelfluglinie — mittels seitlicher Brücken und Schiffsporten auf das spezielle Autodeck für Passagiere geleitet werden. Das ist immer dann nötig, wenn das Hauptdeck für Eisenbahn- bzw. Landfahrzeuge und Trailer des Regelverkehrs freigehalten werden muß.

Manche verkehrstechnische Voraussetzungen und die konstruktive Durchbildung der in der Bundesrepublik Deutschland in den letzten Jahren entstandenen reinen Fähranlagen und die der oben beschriebenen, noch in stetiger Weiterentwicklung befindlichen speziellen Roll-Anlagen sind in der Fachliteratur behandelt worden. Daher genügt hier eine kurze Übersicht ihrer typischen Merkmale in einer allgemeingültigen Zusammenstellung. Diese werden im Längsschnitt und Grundriß skizzenhaft dargestellt, wobei lediglich das Charakteristikum der jeweiligen Lösung genannt werden und somit zur Diskussion anregen soll. Wichtig erscheinende Details werden daher nur gelegentlich erwähnt, sofern dieses zur Erläuterung der allgemeinen Zusammenhänge nötig erscheint.

### *2.3 Systematik der Roll-Anlagen im Längsschnitt*

Beim Entwurf von Roll-Anlagen ist die Übergangsstrecke für das Fahrzeug zwischen Land und Schiff im Längsschnitt maßgeblicher für ihre Gestaltung als in der Grundrisslösung. Deshalb werden in systematischer Reihenfolge gebräuchliche bzw. praktisch mögliche oder unter gewissen Voraussetzungen empfehlenswert erscheinende Lösungen hier angesprochen. Da es sich häufig um das Überführen von Rollgütern mit sehr geringer Bodenfreiheit handelt, ist, abgesehen von den verkehrstechnisch zulässigen Neigungen, die

Befahrbarkeit der unvermeidlichen Gefällwechsel in der Praxis vielfach ausschlaggebend. Diese Schwierigkeit wächst mit der Variabilität der Fahrdeckshöhen des Schiffes über dem Wasserspiegel und der auftretenden Wasserstandsschwankungen, für welche die Roll-Anlage noch verkehrssicher betrieben werden kann.

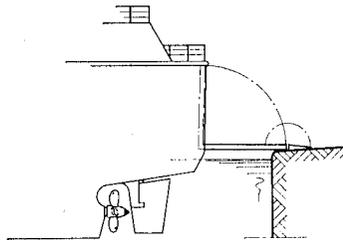
In Abb. 1 sind Beispiele dafür zusammengestellt.

Skizze 1:

Bei nahezu gleichbleibendem Wasserstand wäre die Kaifläche in Höhe des Fahrdecks selbstverständlich das Ideale. Eine Übergangsklappe vom Schiff braucht in waagerechter Lage nur den Spalt zwischen Schiff und Land zu überbrücken.

Bei relativ geringen Höhenunterschieden zwischen Schiff und Land kommt die in der Skizze angedeutete feste Schrägrampe den Verhältnissen am besten entgegen. Mit Hilfe einer genügend langen Schiffsklappe läßt sich auch der Gefällunterschied zwischen dieser und der Schrägrampe herabmindern. In bezug auf die Gradienten der Schrägrampe ist an Stelle des oberen Brechpunktes eine Ausrundung mit genügend großem Radius für die Brauchbarkeit ausschlaggebend.

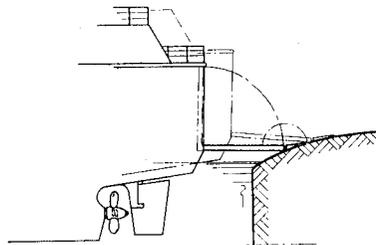
1



Skizze 2:

Sofern geringe Wasserstandsschwankungen und wenig veränderliche Deckshöhen in Betracht kommen, läßt sich die Lösung 1 auch abwandeln in Form einer kurvenförmig ausgebildeten Gradienten der Rampe, so daß es möglich ist, durch Änderung der Entfernung des Schiffes vom Kai für jeden Wasserstand die betrieblich günstigste Gradienten des Rollweges mit Hilfe einer genügend langen Schiffsklappe zu bewirken.

2

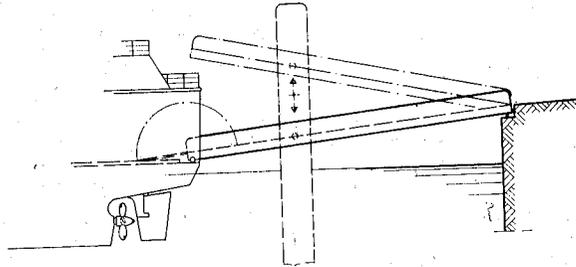


Skizze 3:

Speziell bei den Eisenbahnfähren, die in der Übergangsstrecke zwischen Land und Schiff nur geringe Neigungen der Schienenoberkante in Kauf nehmen können, hat sich die Lösung mit einer beweglichen Brücke, vom Land ausgehend, die mittels

einer Hubvorrichtung auf das Schiffsdeck aufgelegt wird, vielfach bewährt. Die Lösung kann bei Roll-Anlagen mit entsprechenden örtlichen Voraussetzungen selbstverständlich ebenfalls als überzeugende und einfache Möglichkeit angesehen werden. (Das Hubwerk dient in diesem Falle nur der Bewegung der leeren Übergangsbrücke ohne Verkehrslast, weswegen es in der Skizze nur gestrichelt angedeutet ist. Diese Lösung ist für die großen Fähranlagen im Ostsee-Bereich typisch.)

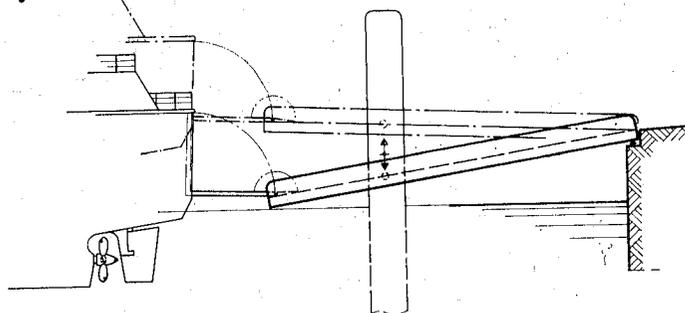
3



Skizze 4:

Bei größeren Wasserstandsschwankungen, wie sie im allgemeinen in den Tidehäfen der Nordsee zu beobachten sind, kommt man mit festen Rampen nicht mehr aus und die von Land ausgehende Übergangsbrücke muß durch ein leistungsfähiges Hubwerk bewegt und ständig dem wechselnden Wasserstand angepaßt werden. Bei einfacheren Lösungen begnügt man sich mit einem elektrisch oder hydraulisch betriebenen Hubwerk für die Bewegung der Brückenklappe ohne Verkehrslast. Es ist daher erforderlich, der Tidebewegung von Zeit zu Zeit folgend, etwa in Höhenabständen von 20—30 cm die Brücke in den Pfeilern des Hubwerkes mittels mechanischer Riegel abzustecken, um die Verkehrslast übernehmen zu können. Hierdurch verbietet sich das Auflagern der Brücke auf dem Schiffsdeck. Der Übergang muß vielmehr wie bei der festen Rampe durch die Schiffsklappe ermöglicht werden. Mit Hilfe des Hubwerkes hat man es in der Hand, den Gefällewechsel zwischen Brücke und Schiffsklappe bzw. den zwischen der aufliegenden Schiffsklappe und dem Schiffsdeck selbst für die Roll-Güter möglichst unschädlich zu halten. Der Gefällebrechpunkt an Land und die äußersten Neigungen können durch entsprechende Länge in praktisch vertretbaren Grenzen gehalten werden.

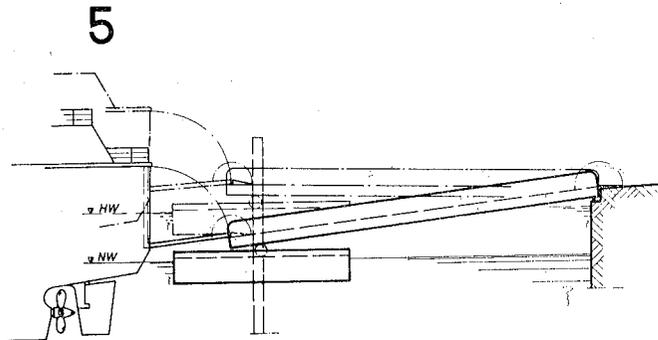
4



Skizze 5:

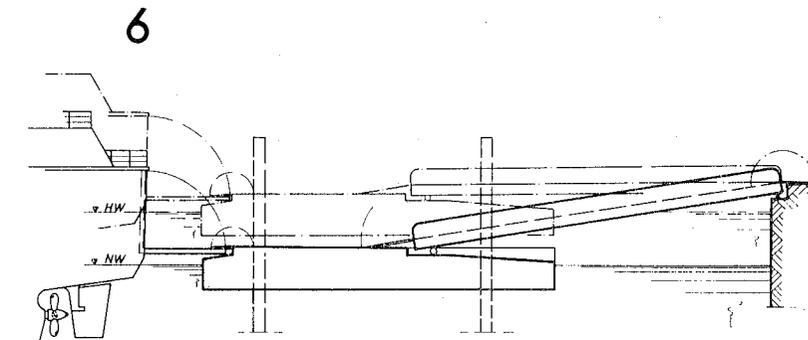
Anstelle einer beweglichen Brücke mit hydraulisch oder elektrisch betriebenen Hubwerk ist auch die Lagerung des wasserseitigen Brückenendes auf einem Ponton denk-

bar, der zunächst nur als Schwimmer in Funktion tritt und somit den Vorteil bietet, das wasserseitige Brückeneinde in einer konstanten Höhe über dem wechselnden Wasserstand des Hafens zu halten. Auf diese Weise ist eine optimale Lage zum Fahrdeck des Schiffes mit von diesem ausgehender Übergangsklappe zu erreichen. Durch Fluten bzw. Lenzen des Pontons kann diese Höhenlage fein-regulieren und insbesondere ein Gegengefälle zwischen Brücke und Schiffsklappe vermeiden. Ob der Ponton an Dalben geführt werden soll (die gleichzeitig als Stütze für das Schiff beim Landemanöver dienen können) oder ob die Lage des Pontons durch Trossen, Traversen (u. U. die Brücke selbst) gehalten und gestützt, d. h. „abgebäumt“ werden soll, hängt von der Örtlichkeit ab und ist rein praktisch zu bestimmen.



Skizze 6:

Wird der Ponton nicht nur als Träger für die Brückenlast aufgefaßt, sondern bei entsprechender Längenausdehnung mit Fahrdeck ausgestattet, das am wasserseitigen Ende die Schiffsklappe trägt, so hat man damit die klassische Lösung eines Übergangspontons. Jedoch kann das Befahren des Pontons mit schweren Einzellasten mehr noch als bei der Lösung 5 zu ungünstig vergrößertem Gefällewechsel zwischen Brücke und Ponton bzw. Ponton und Schiffsklappe führen. Nachteile, die bei der unter 3 und 4 beschriebenen festen Führung der beweglichen Brücke vor der Rampe vermieden werden.

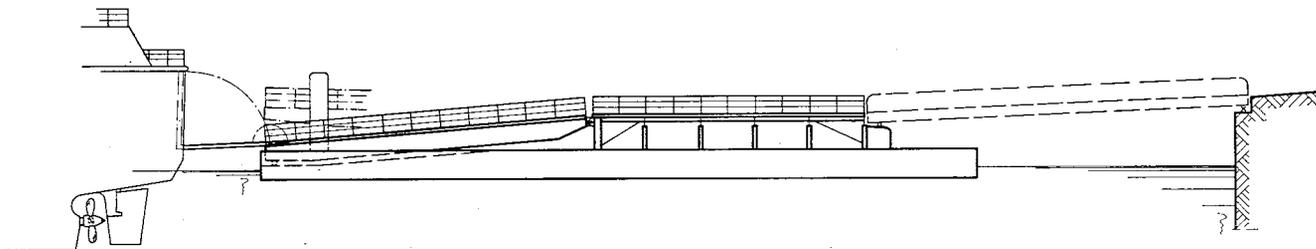


Skizze 7:

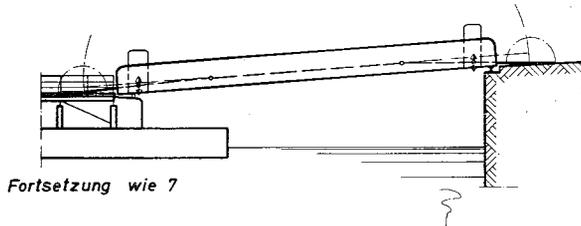
Die in mancher Hinsicht grundsätzlich vorteilhaft erscheinende Lösung mittels Ponton kann weiter entwickelt werden, dadurch, daß auf dem Ponton selbst wieder eine bewegliche Klappe zwecks Anpassung an verschiedene Deckshöhen der Schiffe, deren Ladezustand u. U. erhebliche Differenzen auslöst, vorgesehen wird.

186

7



8



Fortsetzung wie 7

9

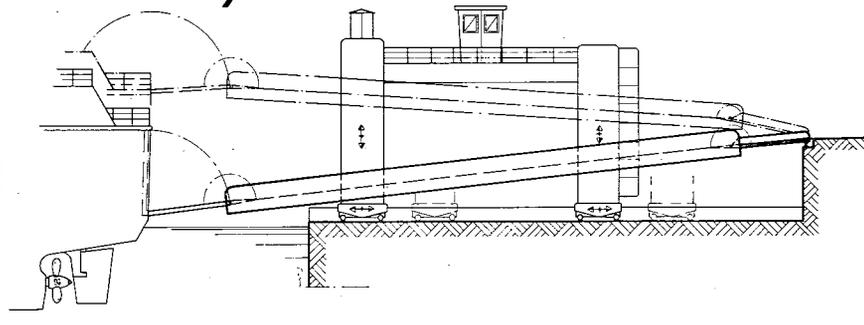


Bild 1  
Systematische Folge von Roll-Anlagen im Längsschnitt, entsprechend den verschiedenen technischen Vorbedingungen der Häfen  
(wie sie im Text zu den Skizzen 1—9 erläutert worden sind)

## Skizze 8:

Für den Fall, daß bei allzu großem Neigungswechsel Abflachungen der Brechpunkte notwendig werden, kann man die Brücken selbst an ihrem landseitigen und ihrem wasserseitigen Ende mit Spezialklappen versehen, die hier für einen Ausgleich zu sorgen haben.

## Skizze 9:

Hier ist der allgemeinste Fall dargestellt, in dem die Übergangsbrücke an zwei Portalen hängt, die beide Brückenenden nach Bedarf in der Höhe verstellen (unter Last wird die Brücke verriegelt), die aber auch land- und wasserseitig je nach Bedarf unter Ausladung der Schiffsklappe entsprechend bewegt und optimal eingestellt werden können. Dazu ist landseitig selbstverständlich eine weitere Übergangsklappe zur Verbindung dieser aus den Erfordernissen des Schiffes eingestellten Brücke mit der Kaiebene vorzusehen. Ein solches System erlaubt theoretisch von Fall zu Fall die Einstellung einer optimal für die Roll-Güter geeigneten Gradienten.

#### 2.4 Systematik von Roll-Anlagen und Fährbetten im Grundriß

Ergänzend zu diesen Beispielen grundsätzlicher Lösungen im Längsschnitt werden hier die Grundrißformen betrachtet. Sie haben sich jeweils unter den örtlich gegebenen Voraussetzungen eingebürgert und können im allgemeinen unabhängig von der gewählten Anordnung im Längsschnitt gewählt werden. Dennoch ergeben sich bis zu einem gewissen Grade Abhängigkeiten, indem nämlich z. B. bei gedrängter Entwicklungslänge in einem Hafengebiet für Roll-Anlagen ein Längsschnitt bevorzugt sein wird, der platzsparend wirkt, d. h. eine möglichst kurze Übergangsstrecke vom Kai zum Schiff ermöglicht. Die freie Wahl bezieht sich dann nur auf die konstruktive Lösung, weil an sich mit dem zu überwindenden Höhenunterschied zwischen Land und Schiff eine gewisse Mindestlänge bereits durch die Wahl der Gradienten gegeben ist, und überhaupt für jeden Ausführungsfall eine Größtneigung der Übergangsbrücke vorgegeben sein wird. In solchen Fällen kann vom wirtschaftlichen Standpunkt aus die Übergangsbrücke mit den dafür nötigen Installationen nicht für sich betrachtet, sondern muß im großen Zusammenhang mit für die Gestaltung der Fährnisse insgesamt notwendigen Tiefbauten beurteilt werden. Dies gilt in verstärktem Maße, wenn es sich um einen Kai handelt, an dem nicht nur eine, sondern eine größere Zahl von Fähranlagen auf beschränktem Raum errichtet werden müssen.

In der Abb. 2 sind typische Beispiele für Grundrißlösungen zusammengestellt.

## Lösung A:

Das Schiff liegt längsseits am Kai und Fahrzeuge können lediglich durch Seitenpforten überführt werden, was im allgemeinen nur für Pkws und kleine fahrbare Einheitsladungen möglich ist. Lastzüge, Trailer und größere rollende Einheitsladungen müssen hierbei unberücksichtigt bleiben.

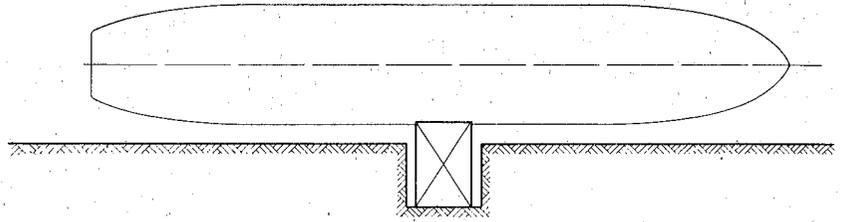
## Lösung B:

Lage des Schiffes am Kai mit einer Roll-Anlage für Bug- bzw. Heckverladung. Das Schiff wird am Kai so vertäut, daß Fender, Dalben o. ä. „vor Kopf“ an der Roll-Anlage entbehrlich sind.

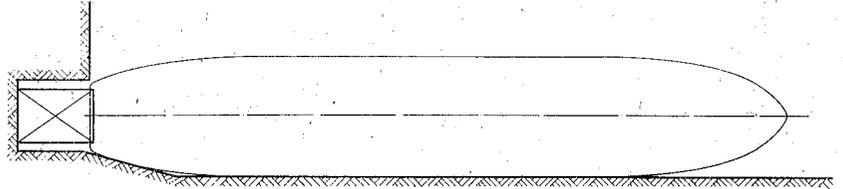
## Lösung C:

Das Schiff liegt längsseits am Kai, mit Bug oder Heck jedoch in einer festen, abgefenderten Fährnische, die für den Übergang von und zum Land größte Sicherheit

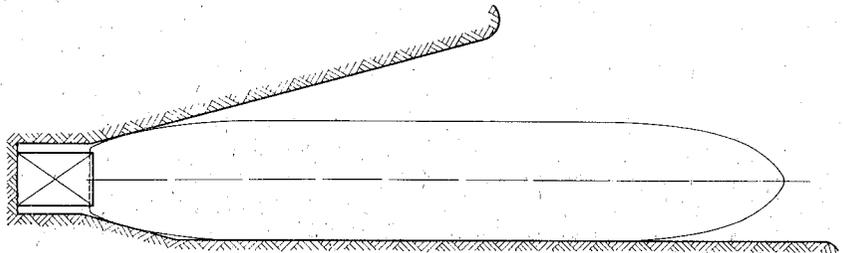
**A**



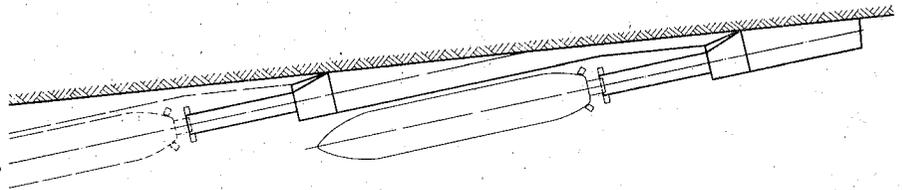
**B**



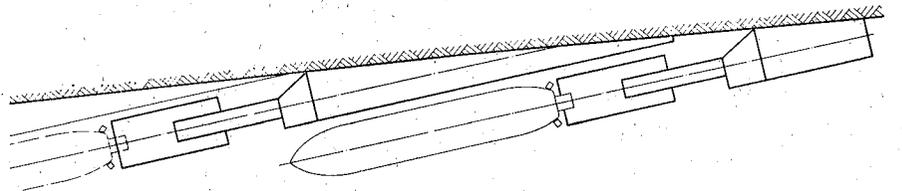
**C**



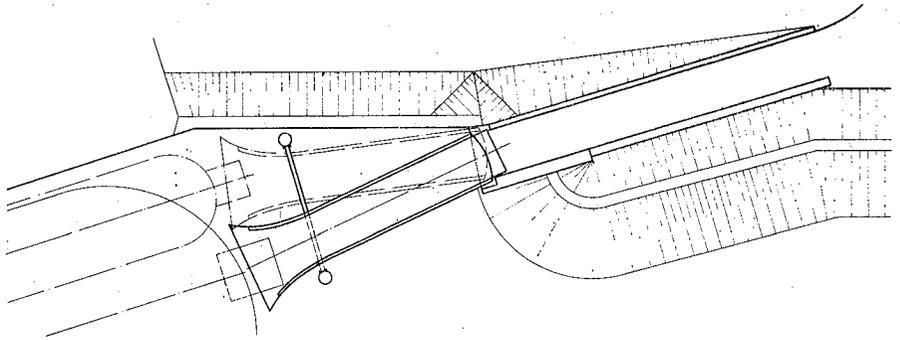
**D**



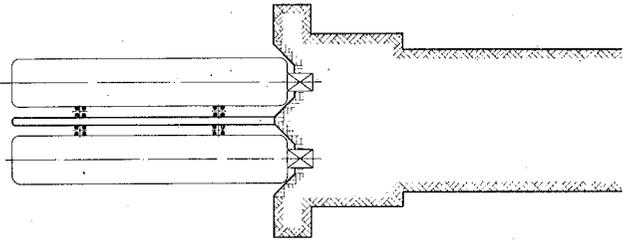
**E**



F



G



H

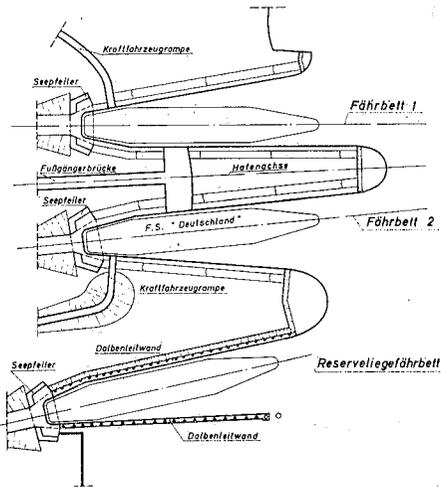


Bild 2

Systematische Folge von Roll-Anlagen im Grundriß, wie sie sich planerisch aus den im Text erläuterten Lösungen „A“ bis „H“ beispielhaft ergeben haben

bietet. Diese Lösung ist insbesondere dort notwendig, wo Eisenbahnverkehr neben dem Übergang von Straßenfahrzeugen beherrschend ist.

Lösung D:

Sofern mehrere Roll-Anlagen an der gleichen Kaistrecke notwendig werden, ergibt sich zweckmäßig die Staffelung in Sägeform. Dies wirkt raumsparend, wenn ohnehin auf eine geringstmögliche Längenentwicklung der Übergangsbrücke Wert gelegt wird.

**Lösung E:**

Ist man gezwungen, einen Übergangsponton zu benutzen, so wird diese Lösung auch in Sägeform erheblich mehr Längenentwicklung erfordern, also vom rein hafengebäulichen Standpunkt aus unwirtschaftlich erscheinen.

**Lösung F:**

Falls Schiffe sehr unterschiedlicher Größe, d. h. mit sehr verschiedener Breite der Heckklappe und variabler Deckshöhe an einer (Universal-)Roll-Anlage bedient werden sollen, hat man die Möglichkeit, durch Konstruktion einer gleichzeitig zu hebenden und schwenkbaren Brücke die notwendige Anpassung zu erreichen. Eine solche Übergangsbrücke müßte landseitig von einem Drehzapfen gehalten werden und ruht wasserseitig mit der Möglichkeit in Querrichtung zu gleiten, auf einer Traverse, die beiderseits von Hubwerken gehoben bzw. abgesenkt werden kann. So ist eine leichte Anpassung an alle Betriebsverhältnisse bei schwankendem Wasserstand möglich.

**Lösung G:**

Im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Lösungen sind die Doppelanlagen „vor Kopf“ an Dalben in bezug auf die Raumausnutzung im Hafenbecken die günstigsten. Falls neben dem Übergang des rollenden Verkehrs über Bug bzw. Heck noch Seitenbeladung mit Kränen konventioneller Art erforderlich wird, sind pierartige Lösungen empfehlenswert, wobei in einigen Fällen auch die getrennte Passagierabfertigung von und zum Schiff durch eine solche Anordnung erleichtert wird.

**Lösung H:**

Derartig allgemeine Gruppierungen festausgebauter Fährbetten findet man jedoch nur in besonderen Fährhafen für festeingespielte Verbindungen, insbesondere wenn die Eisenbahn gegenüber dem sonstigen Rollgut die Vorhand hat.

**3. Beispiele ausgeführter Anlagen in deutschen Seehäfen**

Für die meisten der vorstehend in eine systematische Reihenfolge gebrachten Anordnungen hinsichtlich Längsschnitt und Grundriß gibt es in der Praxis ausgeführte Beispiele, die den an sie gestellten Anforderungen im Rahmen der gegebenen Möglichkeiten bestens entsprechen. Aus diesem Grunde kann abschließend eine Bewertung nicht vorgenommen werden. Die daraus resultierenden etwaigen Empfehlungen könnten daher auch nur einen relativ geringen Geltungsbereich haben. Es verbleibt die Möglichkeit, einige im genannten Sinne typische oder auch durch ihre Verkehrsbedeutung wichtige, in Deutschland ausgeführte Anlagen hier einzureihen.

So gehört zur Lösung „A“ beispielsweise der in Kiel befindliche sog. Oslo-Kai, der die Fährschiffe nach Norwegen in Seitenlage abfertigt, wobei jeweils zwei quer zum Kai verschiebbare Übergangsbrücken vor den Seitenpforten der Schiffe verwendet werden. Daneben sind für die Fährschiffe nach Göteborg und in die dänische Inselwelt Fährbetten nach Lösung „E“ vor Kopf angeordnet, wobei die Übergangsbrücken nach Skizze 3 ausgeführt worden sind.

Für den Skandinavien-Kai in Lübeck-Travemünde sind in den vergangenen 8 Jahren 4 Fähranlagen errichtet worden, bei denen zum Teil die technische Weiterentwicklung gut ablesbar ist. Der Grundriß hat sich notwendigerweise nach Lösung „D“ gestaffelt mit Brücken ergeben, wobei jedoch auf eine weiträumige Gestaltung der Landanlagen Rücksicht genommen wurde. Man war bestrebt, den in der Saison sehr erheblichen Passagierverkehr, größtenteils mit Pkw, von der im übrigen gleichfalls sehr leb-

haften Benutzung der Fähren nach Dänemark, Schweden und Finnland durch Rollgüter aller Art möglichst zu trennen. Von einer „gestaffelten Lösung auf engstem Raum“ kann hier daher kaum gesprochen werden. Die in zeitlichem Abstand erstellten Kaianlagen, Fähranleger und Übergangsbrücken sind sinngemäß nach den Skizzen 1, 3 und 9 einzuordnen. Besonderes Interesse verdient die Übergangsbrücke nach Skizze 9, die für schwere Lastwagen mit geringer Bodenfreiheit auch in extremen Schiffslagen eine günstige Gradiente mit möglichst unschädlichen Gefällebrechpunkten bietet.

Der Nordland-Kai in Lübeck dagegen verbindet den Liegeplatz des Schiffes am Kai mit einer einfachen Roll-Anlage für Bug oder Heck nach Skizze 3 und Seitenbeladung nach Lösung „A“. Die hierfür eingebaute schwere Transportbrücke wird zusätzlich von den Kranschiene und Kaigleisen gekreuzt und erscheint als Ausnahmelösung technisch recht bemerkenswert.

In Hamburg existiert im Sandtorhafen eine Roll-Anlage für den seit 2 Jahren eingespielten reinen Roll-on/Roll-off-Fracht-Verkehr mit Spezialschiffen in der Schweden- und Englandfahrt. Sie ist mit Hilfe der sog. Hard-Anlage, wie sie nach dem Kriege aus den besonderen Bedürfnissen des Nachschubes heraus entstanden war, an einem geeigneten Standort für diesen zeitgemäß neu entstandenen Umschlag erstellt worden. Sie stellt sich dar nach Skizze 6 als Roll-Anlage über einen Ponton mit Fahrdeck, der sich den in Hamburg herrschenden Tideverhältnissen mit häufig außergewöhnlichen Wasserständen relativ gut anpaßt, aber in der Größe auf die hier verkehrenden Schiffe unter 1 000 BRT abgestellt ist.

Die erste Touristik-Fährianlage in Hamburg soll im Sommer 1969 gleichfalls für die England-Fahrt in Betrieb genommen werden. Vorerst handelt es sich hier um regulären Passagier-Verkehr mit großenteils eigenen Pkw, der saisonbedingt das Fährschiff ausnutzen dürfte. In der übrigen Zeit ist die Beförderung von Lastzügen und Trailern vorgesehen. Man versucht, dafür am westlichen Ende der schwimmenden St. Pauli-Landungsbrücken durch geeigneten Umbau des dort ausliegenden Pontons mit einer neu zu erstellenden schweren Übergangsbrücke einen verkehrstechnisch günstigen Liegeplatz zu schaffen. Den Übergang zum Schiffsdeck bildet ein neuartiger Ponton als Vorleger, dessen Fahrdeck einerseits mit den Landungsbrücken gelenkig verbunden ist, andererseits eine Übergangsklappe für die variable Deckshöhe des Schiffes trägt, insgesamt also eine Anordnung, die im Prinzip der Skizze 7 entspricht. Ob diese im Grundriß rechtwinklig auf dem Ponton herumgeführte Lösung mit verschiedenen Gefällewechseln bei bewegtem Wasser auch für empfindlichere Rollgüter, insbesondere Flats mit geringer Bodenfreiheit in Frage kommt, wird die Praxis lehren. Das Beispiel eines vorgelegten Pontons ist im übrigen dem Fähranleger am Nord-Ostsee-Kanal in Kiel-Holtenau für den vorgenannten Schwedenverkehr nachgebildet. Dieser dient zur Zeit als Anlaufpunkt der oben genannten Spezialschiffe unter 1 000 BRT.

Im übrigen befindet sich eine weitere Roll-Anlage in Hamburg am Europa-Kai in der Nachbarschaft des modernen Kaischuppens 90 in Vorbereitung. Da hier im Gegensatz zum Sandtorhafen auch größere Schiffe mit variablen Decksbreiten in verschiedenen Höhenlagen berücksichtigt werden sollen, ist an eine Übergangsbrücke gedacht, die von einem Hubwerk in der Vertikalrichtung bewegt und gehalten werden soll; in der Waagerechten wird die Brücke jedoch schwenkbar sein, um die rollenden Lasten an der jeweils günstig erscheinenden Stelle auf das Schiff und umgekehrt übergehen zu lassen (nach Lösung „F“).

In Bremen ist 1968 im Überseehafen eine Roll-Anlage vor einem konventionellen Kaischuppen errichtet worden, deren Übergangsbrücke nach Skizze 4 ohne Verkehrslast durch elektrisches Windwerk nach Bedarf gehoben und abgesenkt werden kann, jedoch für den Übergang der Verkehrslasten, der Tidebewegung folgend, von Zeit

zu Zeit an den Pfeilern neu abgesteckt werden muß. Die Anlage wird als Provisorium betrachtet und besitzt zur Zeit eine feste und eine bewegliche Übergangsbrücke gleicher Abmessungen. Es ist vorgesehen, diese beiden Brücken später nebeneinander beweglich anzuordnen, um sodann eine Doppelanlage „vor Kopf“ etwa nach Lösung „G“ zur Verfügung zu haben.

In Bremerhaven befindet sich an der Columbus-Kaje neben der Nordschleuse der Anleger der künftig mit Hamburg korrespondierenden England-Fähre nach Harwich. Er ist ebenfalls ausgerüstet mit einer den Tideverhältnissen entsprechend beweglichen und absteckbaren Übergangsbrücke. Die Anlage ist gleichfalls nur für straßengängigen Fährverkehr und zusätzlich eine große Passagierzahl gedacht. Dagegen befindet sich hinter der Nordschleuse (also im Dockhafen) am Ostkai des hauptsächlich für Container- und Roll-on/Roll-off-Verkehr geschaffenen Nordhafens eine auch für die Großschiffahrt geeignete Roll-Anlage mit einer nur 20 m langen Übergangsbrücke, die aber im allgemeinen wegen des gleichbleibenden Wasserstandes allen Anforderungen genügen wird, zumal sie sich in einer Breite von 12,40 m an Land und 21,50 m an der Wasserseite auch für die Heck-Klappen sehr großer Schiffe geeignet erweisen wird. Die Bewegung geschieht durch elektrische Winden in Türmen mit Absteckvorrichtung durch seitlich ausfahrbare Riegelbolzen mit gleichfalls elektrischem Antrieb. Diese Lösung ist infolge ihrer Größe und ihrer bevorzugten Lage in einem Dockhafen geeignet, den heutigen Anforderungen auch eines schweren Roll-on/Roll-off-Verkehrs zu genügen.

#### 4. Container-Verkehr und Roll-on/Roll-off-Verkehr

- I. Während die Technik im Schiffbau in den letzten Jahrzehnten geradezu revolutionäre Fortschritte machte, blieb die Technik der Güterbehandlung im Stückgutbereich auf Grund der konventionellen Ladesystematik der Stückgutschiffe nahezu unverändert. Die Seehäfen konnten von sich aus keine technischen oder organisatorischen Neuerungen induzieren, da sie hinsichtlich ihres quantitativen und qualitativen Investitionsprogramms in eindeutiger Weise vom Typ des Seeschiffes abhängen.

Containerverkehr und Roll-on/Roll-off-Verkehr sind die Kriterien einer vom Seeschiff ausgehenden Neuorientierung in Organisation und Technik der Güterbehandlung.

Die Gründe für diese neuerliche Entwicklung sind folgende:

Massenhäftigkeit, Homogenität und Hochwertigkeit der zu behandelnden Stückgüter.

Hochentwickelte Volkswirtschaften an den Endpunkten dieser Verkehre.

Hoher Austauschereffekt zwischen den in Frage kommenden Volkswirtschaften.

Vollbeschäftigung in diesen Wirtschaften,

steigende Löhne und stagnierender Produktivitätszuwachs im konventionellen Stückgutumschlag und somit Neigung zur Substitution menschlicher Arbeitskraft durch Kapitaleinsatz bzw. Ergänzung menschlicher Arbeitskraft durch Kapitaleinsatz.

Ausgeprägte Infrastrukturen für den Zu- und Ablauf im Binnenland.

Ausgeprägte Hafeninfrastrukturen.

Containerverkehr und Roll-on/Roll-off-Verkehr können als verspäteter Industrialisierungsprozeß im Verkehrsgeschehen angesehen werden. Vorherplanung der Arbeitsabläufe (Vorstaufen der Container), Regelabläufe, integrierte Informationen, Prozeßsteuerung und Kontrolle dieser Prozesse sind der Ausdruck der Industriali-

sierung im Verkehrswesen und der Wandelung des handwerklichen Charakters des Hafens zum industriellen System.

Das Pendant zum Containerverkehr im überseeischen Bereich ist der Roll-on/Roll-off-Verkehr in der Kleinen Fahrt. Beiden Verkehrsarten ist gemein, daß nicht mehr einzelne Güter, sondern Units in Form von ganzen oder teilweisen Verkehrsträgern umgeschlagen werden. Aus Kostengründen wird in dem einen Fall das Chassis beim Seetransport mitbefördert, im anderen auf das Chassis verzichtet.

Im Stückgutverkehr wiederholt sich das, was vor Jahrzehnten an ökonomischen und technischen Neuerungen sich im Massengutverkehr vollzog.

## II. Die Systeme im Container- und Roll-on/Roll-off-Verkehr

Die Seereederei entscheidet darüber, ob sie für den Landtransport Chassis oder Eisenbahnwagen zum Transport der Container oder Units vorhält oder nicht.

Entscheidet sie, daß je Container, der gelöscht und geladen wird, ein Chassis vorgehalten wird, so induziert sie das sog. „Chassis-System“. Im Zuge des Umschlages mit bordeigenen Containerkränen oder mit landfesten Containerkränen wird somit durch Zusammenfügen von Container und Chassis eine rollfähige Einheit erzeugt.

Entscheidet die Reederei, lediglich Container umzuschlagen, nicht dagegen fahrbare Untersätze vorzuhalten, so induziert sie das sog. „Van-System“. Die Verladung der Container oder Units erfolgt auf diverse Arten auf Eisenbahnwagen oder Chassis.

Diese Basisentscheidungen der Reedereien haben auf die Infrastruktur und Anlagentechnik in den Häfen unterschiedliche Effekte.

Für den Containerumschlag im Lift-on/Lift-off-Verfahren hat der Hafen beim Chassis-Prinzip ausschließlich große Freiplätze vorzuhalten, auf denen die mit den Containern beladenen Chassis zwischengeparkt werden. Bei der Entscheidung zum Van-System obliegt es dem Hafen, geeignete technische Vorrichtungen zu finden, mittels deren die Container auf Binnenverkehrsträger umgeschlagen werden können. In diesem Falle sind außer Freiflächen fahrbare Portalkräne oder Portalhubwagen vorzuhalten. Entscheidet die Reederei zugunsten des Roll-on/Roll-off-Verkehrs, so können die Auswirkungen auf die Häfen unterschiedlich sein:

Für die Aufnahme der Heck- oder Bugklappen sind Roll-on/Roll-off-Rampen zu erstellen, deren Ausführung jedoch davon abhängt, ob der in Frage kommende Hafen ein eingeschleuster Hafen mit festem Wasserstand oder ein tidenabhängiger Hafen mit unterschiedlichem Wasserstand ist.

Entscheidet die Reederei zugunsten der Kombination von Lift-on/Lift-off und Roll-on/Roll-off im Containerverkehr, so potenzieren sich die Investitionen des Hafens:

Es sind sowohl Containerbrücken als auch Roll-on/Roll-off-Anlagen, möglichst in einer Einheit verbunden, zu erstellen.

## III. Der Hafen ist nicht nur von den genannten Basisentscheidungen abhängig bei der Gestaltung seines Investitionsprogrammes, sondern auch von der Entscheidung der Reederei über die Systematik, in der Container im Binnenland transportiert werden sollen. Es mehren sich die Überlegungen der Reedereien, statt eines 20'-Containers zwei 20'-Containers in einer Hieve umschlagen zu lassen. Dieses sog. „Twin-Twenty-Verfahren“ unterscheidet sich in drei Unterfälle:

Einmal können die zwei 20'-Container in einer Einheit zu einem 40'-Container verbunden umgeschlagen werden;

Zum zweiten können zwei 20'-Container in der Weise umgeschlagen werden, daß sie zwar in einer Hieve bewegt, aber individuell am Containerkran angeschlagen werden;

Die dritte Variante besteht darin, daß die Container durch „Spacer“ auf die Norm eines 40'-Containers gebracht werden, aber nicht zu einer Einheit miteinander verbunden sind.

Die skizzierte Anforderung durch das Umschlags- und Beförderungssystem, die unterschiedlichen Containergrößen wie 20', 30', 35' und 40' sowie die unterschiedlichen Anschlagsvorrichtungen nach ISO und ASA sind die Daten, die die eigentliche Technik der Umschlags- und Flurfördergeräte bestimmen. Die Forderung der Häfen an die Industrie spitzt sich darin zu, daß Allroundumschlags- und -flurfördergeräte gewünscht werden, die allen genannten Kriterien im Containerverkehr und im Roll-on/Roll-off-Verkehr entsprechen.

Containerverkehr und Roll-on/Roll-off-Verkehr sind lediglich dann rentabel, wenn die Produktivität des Umschlages im Hafen bestimmten Minimalanforderungen entspricht. Umschlagsleistungen von 20 bis 30 Containern je Stunde gelten heute als Standard. Durch die Kombination zweier 20'-Container lassen sich theoretisch Gewichte zwischen 30 und 40 t errechnen, die in einer Hieve vom Containerumschlagsgerät zu bewältigen sind.

- IV. Die eigentliche technische Ausführung der Containerumschlagsbrücken hängt primär davon ab, ob der Containerverkehr unmittelbar zwischen Seeschiff und dem Verkehrsträger Eisenbahn vorgenommen werden soll oder nicht. Auf Grund seiner Beweglichkeit ist das Chassissystem nicht kritisch bei der Auslegung der Containerkräne im Detail.

Die Anzahl der unter oder hinter dem Containerkran verlaufenden Eisenbahngleise für den direkten Umschlag zwischen Seeschiff und Bahn sind entscheidend für die Breite des Kranportals und damit der technischen Details der Containerbrücke. Indessen werden Containerumschlagsanlagen gegenwärtig entweder aus konventionellen Anlagen entwickelt oder aber in konventionelle Anlagen eingebettet. Der direkte Umschlag zwischen Vollcontainerschiff und Eisenbahn ist auf Grund von Informationsschwierigkeiten über den Zu- und Ablauf der Container sowie deren Vorstauung im Hafen, auf Grund verkehrstechnischer Probleme wie Rangieren der Waggons, gegebener gegenwärtiger Gleisanlagen in den Häfen sowie der operationellen Problematik eisenbahntechnischer Art bei der Bearbeitung mehrerer Containerschiffe mit mehreren Containerbrücken schwierig. Es muß daher zwischen Containeranlagen differenziert werden, die sozusagen „Auf der grünen Wiese“ nach völlig neuen, sich speziell am Container- und Ro-Ro-Verkehr orientierenden Kriterien erbaut werden und solchen, die sich organisch in den konventionellen Hafenebereich einfügen.

- V. Wengleich im Grundsatz davon auszugehen ist, daß dem Containerverkehr in der Großen Fahrt der Roll-on/Roll-off-Verkehr als weiterentwickelter Fährverkehr in der Kleinen Fahrt entspricht, so sind dennoch Mischformen im kombinierten Roll-on/Roll-off und Lift-on/Lift-off-Verfahren realistisch:

Während in der Großen Fahrt bereits Schiffe im Einsatz sind, die außer über Containerzellen auch über Heckrampen verfügen, zeigen die Bauprogramme für Schiffe in der Kleinen Fahrt Typen, die außer über Heck- und Bugklappen auch über Zellen für den Containertransport im Lift-on/Lift-off-Verfahren verfügen.

VI. Anliegend sind die technischen Beschreibungen der technischen Anlagen in Bremen, Bremerhaven und Hamburg gegeben, mit denen sämtliche in Frage kommenden Kombinationen der beiden genannten Verkehrsarten abgefertigt werden sollen.

Die große Erfahrung und die Fazilitäten ermöglichen es, das reine Chassis-System (Sea-Land), das reine Van-System (Madson) und alle daraus abzuleitenden Mischsysteme zu praktizieren.

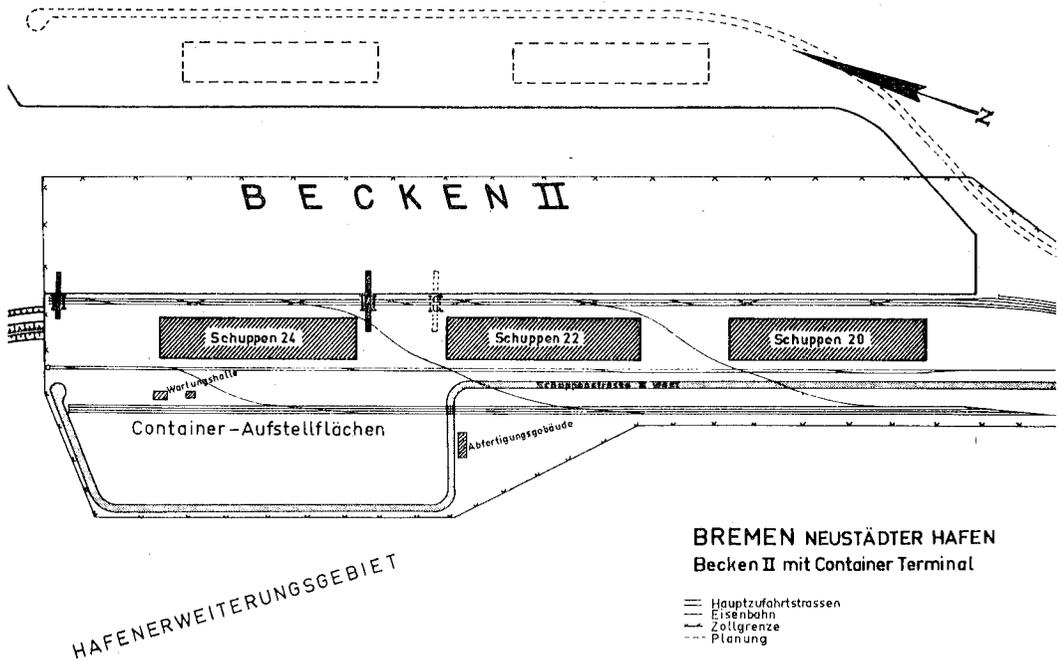


Bild 3 a  
Container-Anlagen in Bremen — Neustädter Hafen

#### Bremen

Schuppen 22 C, Containerbrücke Typ Kocks,

Tragfähigkeit 40 t, für 20'- bis 40'-Container, Auslage von Kajevorkante zur Wasserseite 28 m, Auslage zur Landseite 22 m. Durch die Auslage zur Landseite von 22 m ist es möglich, Container beim Löschen und Laden ohne Einschaltung irgendwelcher Transportmittel auf dem Containerplatz abzustellen bzw. von dort abzunehmen. Der Spreader der Containerbrücke ist für verschiedene Containergrößen einstellbar.

Schuppen 24 C, Containerbrücke Typ Paceco,

Tragfähigkeit 25 t, für 35'-Container, Auslage von Kajevorkante zur Wasserseite 29,60 m. Auslage zur Landseite 9 m.

Schuppen 20, 22 und 24,

12 Uferkrane, Tragfähigkeit 7,5 t (gekoppelt 15 t),

28 Uferkrane, Tragfähigkeit 3 t (gekoppelt 6 t),

Schuppen 16 B,

4 Uferkrane, Tragfähigkeit 7,5 t (gekoppelt 15 t),

3 Uferkrane, Tragfähigkeit 3 t (gekoppelt 6 t).

Schuppen 16 B,

6 Mobilkrane (Diesel), Tragfähigkeit 6 t, 2 Schwimmkrane, 100 t und 60 t Tragfähigkeit, Auslage bis 28 m über Pontonkante.

Für alle Ufer- und Schwimmkrane stehen Spreader für 20'- bis 40'-Container zur Verfügung. Ein weiterer Schwimmkran mit einer Tragfähigkeit von 100 t, der auch dem Containerumschlag dienen soll, ist geplant.

Die Containerbrücken haben einen Umschlagsrhythmus von 30 Containern pro Stunde. Dieser Rhythmus ist als Durchschnittsleistung anzusehen; in der Spitze wurden schon bis zu 45 Container pro Stunde umgeschlagen.

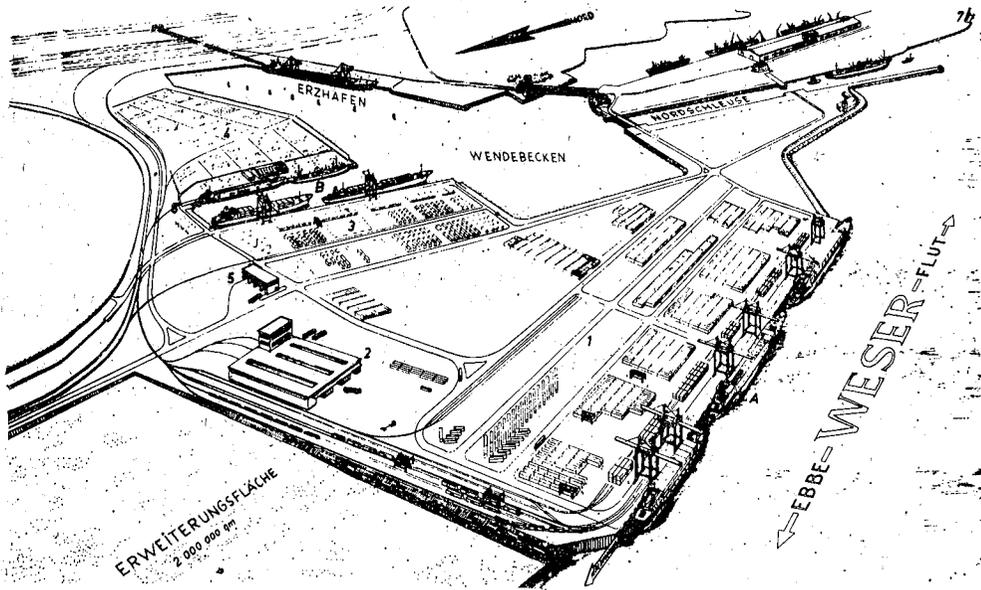


Bild 3b

Container-Anlagen in Bremerhaven — Nordhafen und zukünftiger „Container-Terminal“ an der Weser

#### Bremerhaven

Nordhafen Ostseite, Länge 285 m, Wassertiefe 35'.

Nordhafen Westseite, Länge 325 m, Wassertiefe 33'.

Die Verlängerung der Kaje auf der Westseite des Nordhafens um 75 m ist im Herbst 1968 beendet, so daß dort zwei große Schiffs Liegeplätze zur Verfügung stehen.

Die Einfahrt zum Nordhafen erfolgt durch die Nordschleuse (Länge 372 m, Kammerbreite 60 m, Torbreite 45 m, Wassertiefe 36').

Liegeplätze im Bau:

Stromkaje, Länge 570 m, Wassertiefe 39'. Später Vertiefung auf 46'.

Die Stromkaje liegt am offenen Fluß, so daß die Schiffe nicht mehr durch die Schleuse zu fahren brauchen. Die Fertigstellung des ersten Bauabschnittes, der 2 Liegeplätze schaffen wird, ist für Herbst 1970 vorgesehen. Im Endzustand soll die neue Stromkaje 5 Liegeplätze für Vollcontainerschiffe haben und mit Containerbrücken oder Spezialkränen für den Containerumschlag ausgerüstet werden.

## Bremerhaven

Nordhafen Westseite,

Containerbrücke Typ Kocks für 20'- bis 40'-Container, Tragfähigkeit 40 t, Auslage von Kajevorkante zur Wasserseite 33 m, Auslage zur Landseite 22 m.

Durch die Auslage zur Landseite von 22 m ist es möglich, während des Löschens oder Ladens Container ohne Einsatz anderer Transportmittel auf den Platz zu setzen bzw. von dort abzunehmen.

Eine Containerbrücke des gleichen Typs wurde bis Herbst 1968 aufgestellt.

Für die Stromkaje sind weitere 2 Containerbrücken geplant.

Um im Nordhafen Westseite auch Schiffe mit Flats und anderen Stückgütern abfertigen zu können, ist dort die Aufstellung von 4 Uferkränen mit einer Tragfähigkeit von je 7,5 t vorgesehen.

Die Häfen Bremen/Bremerhaven bilden eine Operationseinheit. Da an beiden Plätzen — dem jeweiligen Bedarf entsprechend — Container-Umschlagsanlagen geschaffen werden, ist die Möglichkeit gegeben, durch Austausch des notwendigen Gerätes, Schwerpunkte zu bilden. Portalhubwagen sowie alle anderen Flurfördergeräte können ohne weiteres wechselweise in Bremen und Bremerhaven eingesetzt werden. Sogar die Containerkrane sind so konstruiert, daß sie gegebenenfalls zwischen den beiden Häfen ausgetauscht werden können.

## Hamburg

Waltershofener Hafen — Burchardkai —

Container-Brücke I Typ DEMAG verfügt über eine Tragkraft von 38 t an den Seilen, so daß eine Nutzlast von 30 t verbleibt. Das ist das nach ISO vorgeschriebene Maximalgewicht eines 40'-Containers. Die Brücke verfügt über eine Reichweite von 36 m über Wasser und 30 m über Kai.

Containerbrücke II Typ Peine kann 53 t an den Seilen bzw. 45 t Nutzlast heben. Sie ist damit geeignet, zwei 20'-Container gleichzeitig aufzunehmen (twin-twenty-operation). Durch die größere Nutzlast werden indessen die Arbeitsgeschwindigkeiten nicht beeinträchtigt. Die Reichweite beträgt 36 m über Wasser und 35 m über Kai — also insgesamt 71 m, Kranspurbreite 18 m.

Die Aufstellung zweier weiterer Brücken mit entsprechenden Abmessungen ist für 1969 vorgesehen.

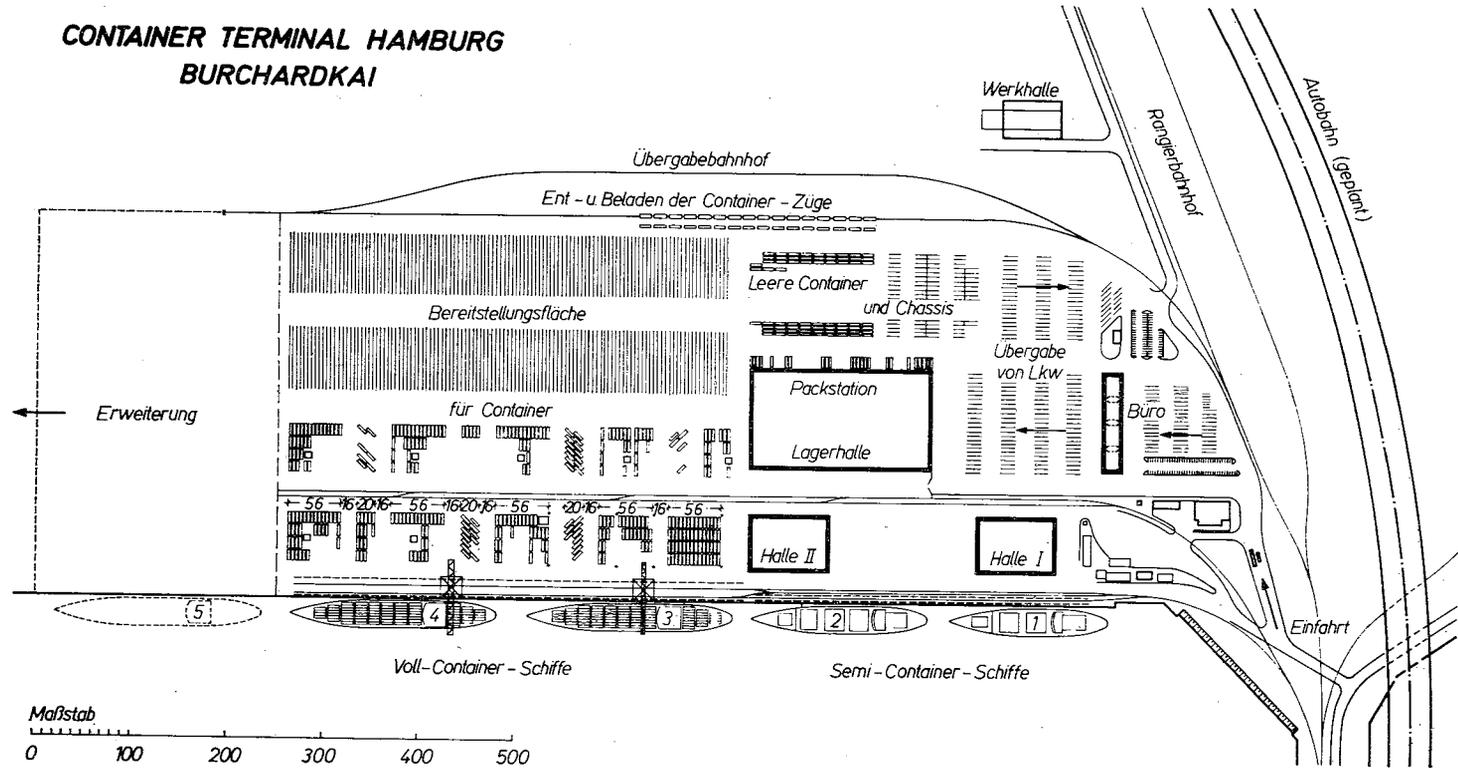


Bild 3c  
Container-Anlagen in Hamburg — Übersichtsplan vom „Container-Terminal Burchardkai“

**Schriftums-Verzeichnis**

- [1] Sauer, W. und Haass, W.: Bau einer neuen Hafenanlage am Schloßgarten in Kiel für die Fährverbindung Oslo-Kiel. „Schiff und Hafen“ 13 (1961) Seite 288.
- [2] Jahnke, Th.: Die neuen Fähranlagen in Puttgarden am Fehmarnbelt. „Schiff und Hafen“ 15 (1963) Seite 759.  
und  
Anfangserfahrungen mit den neuen Fähranlagen in Puttgarden. „Schiff und Hafen“ 16 (1964) Seite 53.
- [3] Lüninhöner, W.: Freiungsschlagsanlage an der Ostseite des Nordhafens im Übersee-hafen Bremerhaven. „Hansa“ 102 (1965) Seite 363.
- [4] Lüninhöner, W. und Herbst, W.: Neue Anlage für den roll-on/roll-off-Verkehr im Nordhafen von Bremerhaven. „Schiff und Hafen“ 20 (1968) Seite 211.
- [5] Kluth, W. und Giese, N.: Bau moderner Hafenanlagen für den rollenden Verkehr in Travemünde und Lübeck. „Schiff und Hafen“ 17 (1965) Seite 699.
- [6] Müller, R.: Moderne Auto- und Personenfährschiffe. „Hansa“ 100 (1963) Seite 351.
- [7] Ciesielski, H.: Die Eisenbahnfähranlage Großenbrode. „Die Bautechnik“ 19 (1952) Seite 272.
- [8] Rogge, Th.: Über den Bau von Fähranlagen für den rollenden Verkehr. „Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TH Hannover“ Heft 23 (1963).

## Abteilung II — Seeschifffahrt

### Thema 2

#### Neue Fortschritte beim Entwurf und Betrieb der Baggergeräte, insbesondere für das Saugbaggern bei großer Tiefe

von

o. Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Walter Hensen, Technische Universität Hannover, Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau; Dr. Helmut Kobus, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin, Dr.-Ing. Helmut Salzmänn, Technische Universität Hannover, Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau

#### Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht beschäftigt sich mit Fragen der Saugbarkeit von Sandböden.

Im ersten Teil (Untersuchungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin) werden Untersuchungen mit Schleppsaugköpfen beschrieben, bei denen zusätzlich zur Einlaufströmung auch noch die Schleppkraft als mechanische Lösehilfe wirksam ist. Es werden California-Schleppsaugköpfe bei dichtgelagerten Feinsandböden untersucht; es wird festgestellt, daß zwar der Einfluß der Saugfläche überwiegt, daß aber bei gleicher Saugfläche Formen mit kleinen Seitenverhältnissen günstiger sind. Weiterhin werden Angaben über die Druckhöhenverluste bei verschiedenen Gemischen gemacht; alle Ergebnisse sind durch ein umfangreiches Versuchsmaterial belegt.

Der zweite Teil (Untersuchungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover) enthält Untersuchungen über Druckverluste und die zugehörigen Gemischleistungen bei verschiedenen Saugköpfen von Grundsaugern, bei denen allein die Einlaufströmung das Lösen des Bodens vornimmt. Es wird gezeigt, daß die Saugbarkeit eines Bodens stark abnimmt, wenn dessen spezifische Oberfläche zunimmt; die Bodenförderung nimmt weiterhin zu, wenn die Furchentiefe zunimmt; nur bei Furchentiefen, die größer als der etwa 10fache Saugrohrdurchmesser werden, tritt keine nennenswerte Zunahme mehr ein. Der Einfluß der Saugkopfform zeigt sich darin, daß Saugköpfe, die einen geringen Einlaufverlust bei der Reinwasserförderung haben, auch für die Gemischförderung günstig sind. Es wird ein Berechnungsverfahren zur Bestimmung des Einlaufverlustes bei Gemischförderung angegeben.

#### Inhalt:

Seite

#### Hydraulische und bodentechnische Fragen beim Grundsaugern

1. Untersuchungen an California-Schleppsaugköpfen auf festgepacktem Feinsandböden .....	201
1.1 Dimensionsanalyse .....	201
1.2 Modellversuche .....	203
1.3 Schlußfolgerungen .....	207

2. Untersuchung über die Einlaufverluste von Grundsaugerköpfen .....	208
2.1 Allgemeines .....	208
2.2 Abhängigkeit von der Feststoffkonzentration .....	209
2.3 Abhängigkeit von den Bodenkennwerten (Faktor $\beta_1$ ) .....	209
2.4 Abhängigkeit von der Furchentiefe (Faktor $\beta_2$ ) .....	210
2.5 Abhängigkeit von der Einlauform (Faktor $\beta_3$ ) .....	211
2.6 Berechnungsverfahren .....	212

### 1. Untersuchungen an California-Schleppsaugköpfen auf festgepacktem Feinsandboden

Im Zuge der Entwicklung des Seeschiffverkehrs zu immer größeren Einheiten und Tiefgängen gewinnen Hopperbagger wegen ihrer Seefähigkeit, Beweglichkeit und Wirtschaftlichkeit auch beim Einsatz weit vor der Küste in zunehmendem Maß Bedeutung. Eine der gebräuchlichsten Kopftypen auf Hopperbaggern ist der sogenannte California-Schleppsaugkopf, der im Gegensatz zum ausschließlich von hinten saugenden „Berliner Kopf“ [1] hauptsächlich von der Seite saugt. California-Köpfe arbeiten zwar auf Sandböden im allgemeinen gut, zeigen jedoch auf festgepackten Feinsandböden nur einen unbefriedigenden Wirkungsgrad. Die Frage liegt daher nahe, ob die heutzutage eingesetzten California-Köpfe in baggertechnischer Hinsicht eine optimale Form und Größe besitzen oder ob sich noch Verbesserungen erzielen lassen. Zu diesem Problem wurden in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin systematische Modellversuche unternommen.

Die Feststoffförderung eines Schleppsaugkopfes ist einerseits durch die von Pumpengröße und Fördersystem abhängige maximale hydraulische Leistung, andererseits durch das größte am Kopf nutzbare Druckgefälle begrenzt, das von Pumpe, Saugrohr und Baggertiefe abhängt. Während jedoch die Beschränkung der Leistung durch entsprechende Auslegung von Pumpe und Fördersystem verändert werden kann, stößt das umsetzbare Druckgefälle mit dem Vakuum an eine absolute Grenze, die bei größeren Baggertiefen den verfügbaren Spielraum zunehmend einengt. Entsprechend bildet das verfügbare Druckgefälle häufig ein wichtigeres Kriterium für die Auslegung von Saugköpfen als die Leistung.

In der vorliegenden Untersuchung werden die hydraulischen Eigenschaften von Saugköpfen als Funktionen des verfügbaren Druckgefälles betrachtet, um dann die verschiedenen Köpfe bei jeweils gleichem Druckunterschied einander gegenüberstellen zu können. Das Hauptaugenmerk ist dabei auf die Bedeutung von Größe und Form der Saugfläche für die Feststoffförderung, die Gemischförderung und den Zugkraftbedarf bei gegebener Druckdifferenz gerichtet.

#### 1.1 Dimensionsanalyse

Betrachtet man einen Schleppsaugkopf unter Ausschluß des restlichen Baggersystems (Bild 1), dann läßt sich sein Verhalten beurteilen aus den abhängigen Größen Feststoffmenge pro Zeiteinheit  $G_F$ , Gemischmenge pro Zeit  $G_G$ , Zugkraftbedarf  $Z$  und, bei unabhängiger Druckdifferenz, Leistung  $N$  (oder bei vorgegebener Leistung wirksames Druckgefälle  $\Delta p$ ). Diese Größen sind Funktionen der unabhängigen Variablen:

Kopf: gekennzeichnet durch Breite  $B$  und Länge  $L$  der Saugfläche, Sohlenbreite  $SB$ , Kopfgewicht  $G$ , (Kopfform, Anzahl und Form von Sohlkerben).

Baggersystem: Saugrohrdurchmesser  $d$ , Druckdifferenz  $\Delta p$  am Kopf, Baggertiefe  $H$ , Fahrtgeschwindigkeit  $V_F$ , (Strömungsgeschwindigkeit).

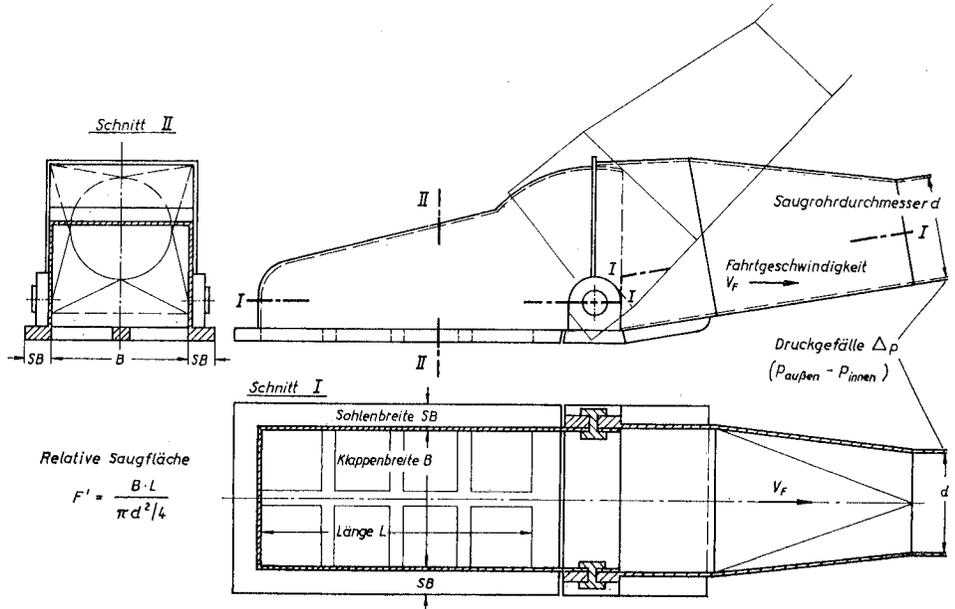


Bild 1  
Modell eines California-Schleppsaugkopfes mit einer Saugklappe

Boden: spezifisches Gewicht  $\gamma_s$ , mittlerer Korndurchmesser  $d_k$ , Verdichtung  $\sigma$ , (Kornverteilung und -form, Kohäsion, Bodenform).

Wasser: spezifisches Gewicht  $\gamma_w$ , Zähigkeit  $\nu$ , Erdanziehung  $g$ .

Bildet man hieraus (unter Beschränkung auf geometrisch ähnliche Kopfformen ohne Sohlkerben auf ebenen Sandböden in ruhendem Wasser) nach dem  $\pi$ -Theorem dimensionslose Parameter mit  $d$ ,  $\gamma_w$  und  $V_F$  als Bezugsgrößen, dann ergibt sich nach einigen Umgruppierungen

$$\begin{pmatrix} G'_F \\ G'_G \\ Z' \end{pmatrix} = f \left[ \left( \frac{B \cdot L}{\pi d^2 / 4} ; \frac{B}{L} ; \frac{SB}{d} ; \frac{G}{\gamma_w d^3} \right) ; \frac{\Delta p}{\gamma_w d} ; \frac{H}{d} ; \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} ; \frac{d_k}{d} ; \sigma \right) ; \frac{d \sqrt{gd}}{\nu} ; \frac{V_F}{\sqrt{gd}} \right] \quad (1)$$

mit

$$G'_F = \frac{G_F}{(\pi d^2 / 4) \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{2g \Delta p / \gamma_w}}$$

(Verhältnis von tatsächlicher Feststoffmenge zur Wassermenge bei verlustfreier Strömung)

$$G'_G = \frac{G_G}{(\pi d^2 / 4) \cdot \gamma_G \cdot \sqrt{2g \Delta p / \gamma_G}}$$

(Verhältnis von tatsächlicher Gemischmenge zur Gemischmenge bei verlustfreier Strömung)

$$Z' = \frac{Z}{\gamma_w d^3}$$

Hält man die Wassertiefe immer so groß, daß die freie Oberfläche die Zuströmung zum Kopf nicht beeinflussen kann, dann bleibt der Parameter  $H/d$  ohne Bedeutung.

Beschränkt man sich ferner auf eine bestimmte Sandart (mit Korndurchmessern sehr viel kleiner als die Kopfabmessungen) stets gleicher Verdichtung und berücksichtigt, daß der Kopfgewicht-Parameter, wie sich in einer Überschlagrechnung nachweisen läßt, praktisch keinen Einfluß auf die Strömungsvorgänge hat, dann reduziert sich die Beziehung (1) mit  $F' = B \cdot L / (\pi d^2/4)$  auf

$$\begin{pmatrix} G'_F \\ G'_G \\ Z' \end{pmatrix} = f \left[ (F'; B/L; SB/d); \Delta p / (\gamma_w d); d^{3/2} \sqrt{g/\nu}; V_F / \sqrt{gd} \right] \quad (2)$$

Auf vorgegebenem Boden hängt das Verhalten eines Saugkopfes demnach außer von der Kopfgeometrie vom wirksamen Druckgefälle, den Abmessungen des Saugrohres und der Fahrtgeschwindigkeit ab.

1.2 Modellversuche

In einer 1 m breiten und 14 m langen Versuchsrinne wurden Modellköpfe von einem Schleppwagen mit Pumpe (Saugrohrdurchmesser  $d = 6$  cm, bei den Maßstabsversuchen auch 4.2 und 2.8 cm) mit Fahrtgeschwindigkeiten von 20 bis 40 cm/s über einen durch Rütteln maximal verdichteten Feinsandboden (mittlerer Korndurchmesser 0,1 mm) geschleppt, wobei das Baggergemisch während der Meßfahrt in einen Auffangbehälter gefördert wurde. An jedem Saugkopf wurde bei verschiedenen Pumpenleistungen der Unterdruck im Saugrohr, die Feststoffmenge und die Gemischmenge pro Zeiteinheit und der Zugkraftbedarf gemessen. In Bild 2 sind für ein Beispiel sowohl die absoluten Meßwerte über der Saughöhe aufgetragen als auch die dimensionslosen Beiwerte  $G'_F$ ,  $G'_G$  und  $Z'$  als Funktion der relativen Saughöhe  $\Delta p / (\gamma_w d)$ .

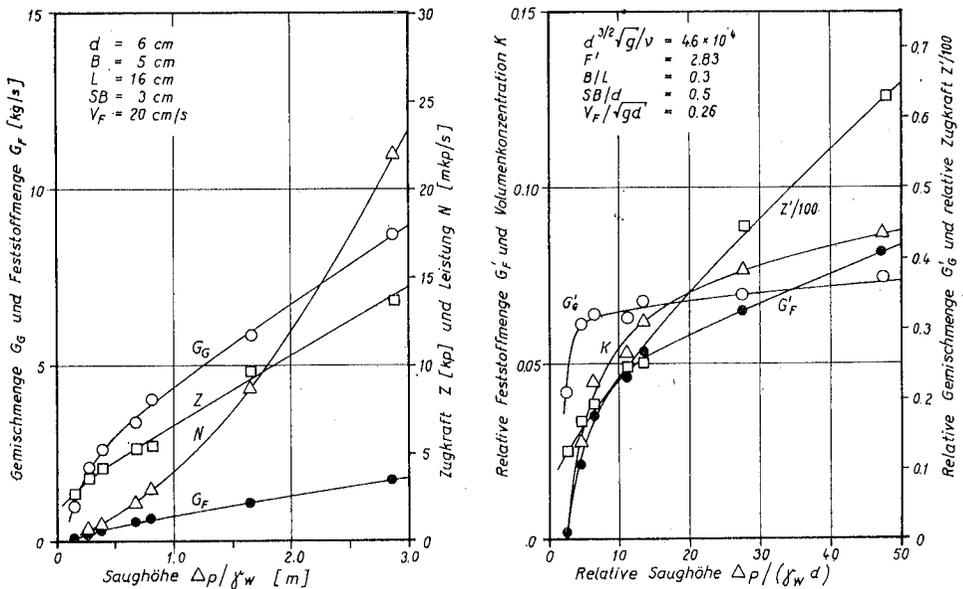


Bild 2  
Absolute Meßgrößen und dimensionslose Beiwerte eines Saugkopfes

Um die Untersuchung darauf zu konzentrieren, die Bedeutung von Saugfläche  $F'$  und Seitenverhältnis  $B/L$  für das Verhalten des Kopfes zu klären, wurden die Versuche zunächst auf einen konstanten Saugrohrdurchmesser ( $d = 6$  cm), eine Sohlenbreite ( $SB = 3$  cm) und eine Fahrtgeschwindigkeit ( $V_F = 20$  cm/s) beschränkt, womit sich die Beziehung (2) vereinfacht zu

$$\begin{pmatrix} G'_F \\ G'_G \\ Z' \end{pmatrix} = f \left[ F'; B/L; \Delta p / (\gamma_w d) \right] \text{ bei } \begin{cases} SB/d = 0.5 \\ d^{3/2} \sqrt{g/\nu} = 4.6 \times 10^4 \\ V_F/\sqrt{gd} = 0.26 \end{cases} \quad (3)$$

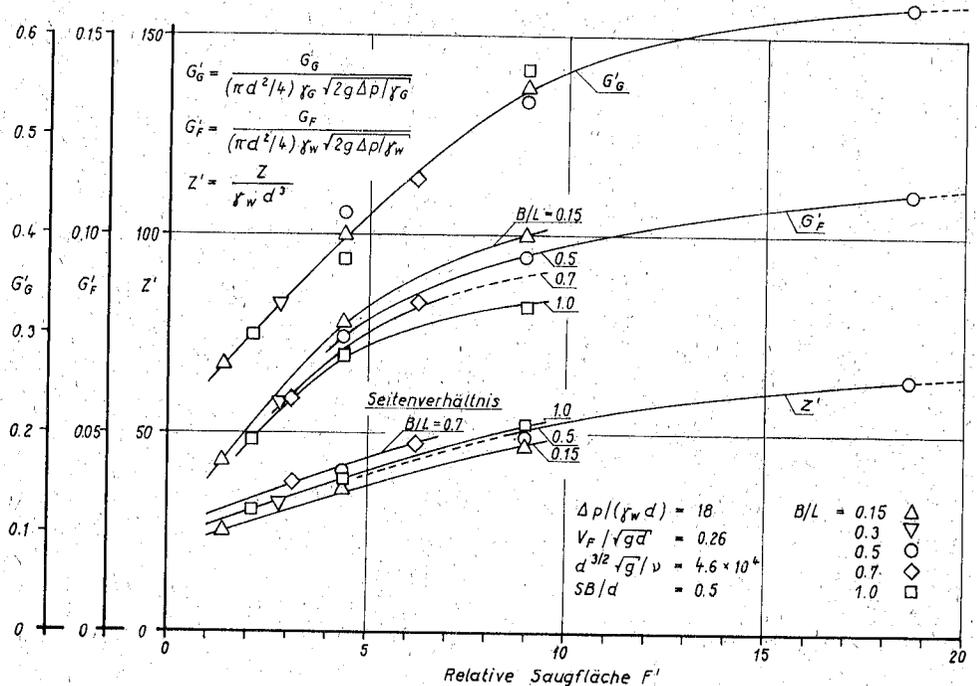


Bild 3  
 Beiwerte für Gemischmenge, Feststoffmenge und Zugkraft bei  $\Delta p / (\gamma_w d) = 18$

Für Saugköpfe verschiedener Kombinationen von  $F'$  und  $B/L$  wurden nun wie in Bild 2 die Parameter  $G'_F$ ,  $G'_G$  und  $Z'$  über  $\Delta p / (\gamma_w d)$  aufgetragen. Die bei jeweils einem konstanten Wert von  $\Delta p / (\gamma_w d)$  abgelesenen Größen sind in den Bildern 3 und 4 als Funktionen der Saugfläche  $F'$  dargestellt. Aus beiden Diagrammen wird übereinstimmend deutlich, daß bei vorgegebener relativer Saughöhe die Parameter  $G'_F$ ,  $G'_G$  und  $Z'$  in erster Linie von der Saugfläche  $F'$  abhängen und der Einfluß des Seitenverhältnisses  $B/L$  vergleichsweise geringfügig ist. Die relative Gemischmenge  $G'_G$  erscheint von  $B/L$  fast unabhängig, hingegen zeigt die Feststoffmenge  $G'_F$  einen leichten Anstieg mit abnehmendem  $B/L$ . Auch im Zugkraftbedarf  $Z'$  ist eine Änderung mit dem Seitenverhältnis zu erkennen.

Die aus den Diagrammen 3 und 4 ermittelten Feststoffmengen pro Zeiteinheit sind in Bild 5 über der entsprechenden hydraulischen Leistung aufgetragen. Die ebenfalls eingetragenen Linien gleicher Saugfläche  $F'$  ergeben sich aus der Definition der hydrau-

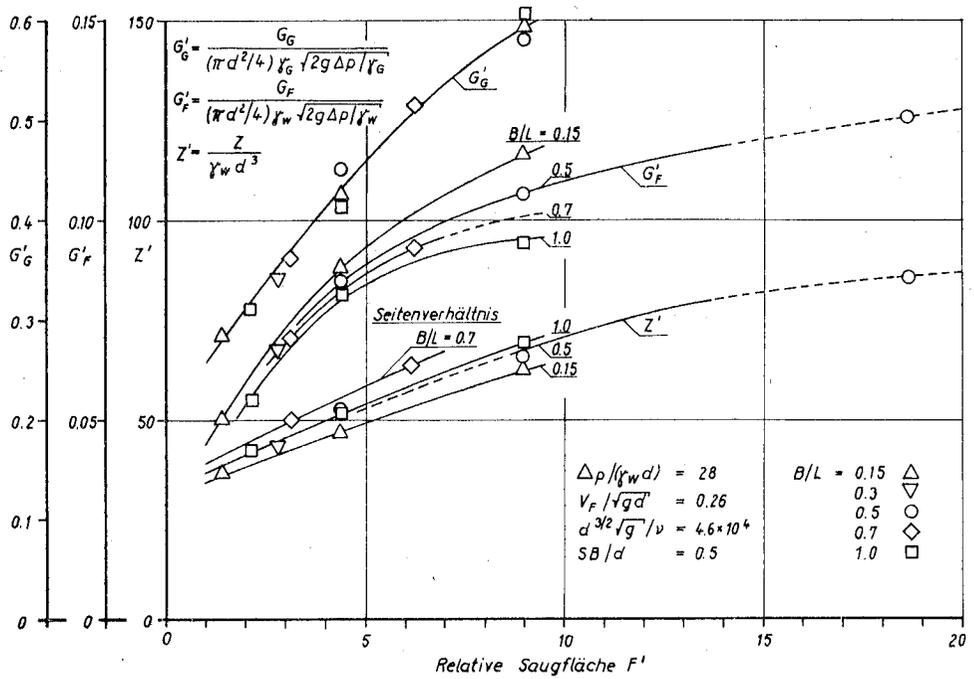


Bild 4  
 Beiwerte für Gemischmenge, Feststoffmenge und Zugkraft bei  $\Delta p / (\gamma_w d) = 28$

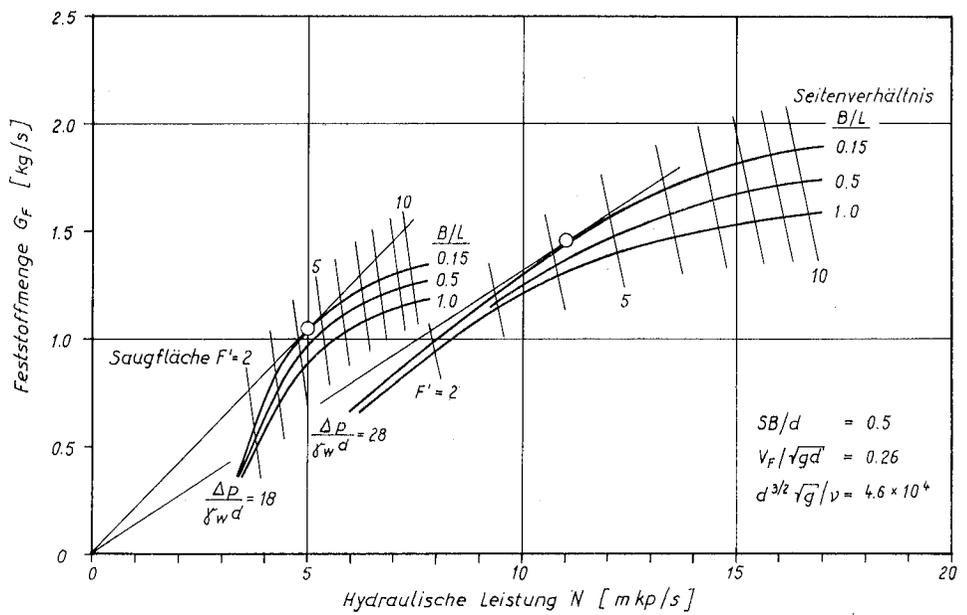


Bild 5  
 Feststoffmenge und Leistung bei konstanter relativer Saughöhe

lichen Leistung als Produkt der (bei gegebenem Unterdruck nur von  $F'$  abhängigen) Gemischmenge  $G_G$  und der Gemischförderhöhe  $\Delta p/\gamma g$ . Aus dieser Auftragung ist ersichtlich, daß bei gleichem Unterdruck und gleicher Leistung kleine Seitenverhältnisse mehr Feststoff liefern als große. Mit der Saugfläche steigen sowohl Leistungsbedarf als auch Feststoffmenge. Der beste Wirkungsgrad, nämlich die größte Feststoffmenge pro Leistungseinheit, wird bei beiden Druckunterschieden mit einer relativen Saugfläche von 4 bis 5 erreicht.

Die Aussagen der Diagramme 3, 4 und 5 haben nur für die konstant gehaltenen Werte der Parameter  $SB/d$ ,  $d^{3/2}\sqrt{g}/\nu$  und  $V_F/\sqrt{gd}$  unbeschränkte Gültigkeit. Streng genommen müßte nun eine entsprechende Behandlung für andere Werte dieser Parameter folgen, was jedoch mit großem Versuchsaufwand verbunden wäre. Deshalb wurde zunächst lediglich die Bedeutung der bisher konstant gehaltenen Parameter in einigen Versuchsreihen abgeschätzt, bei denen jeweils eine dieser Größen unter Konstanthaltung aller anderen variiert wurde. Die dabei erhaltenen Meßwerte relativ zu den Ausgangsgrößen der Beziehung (3) bei konstanter relativer Saughöhe zeigt Bild 6.

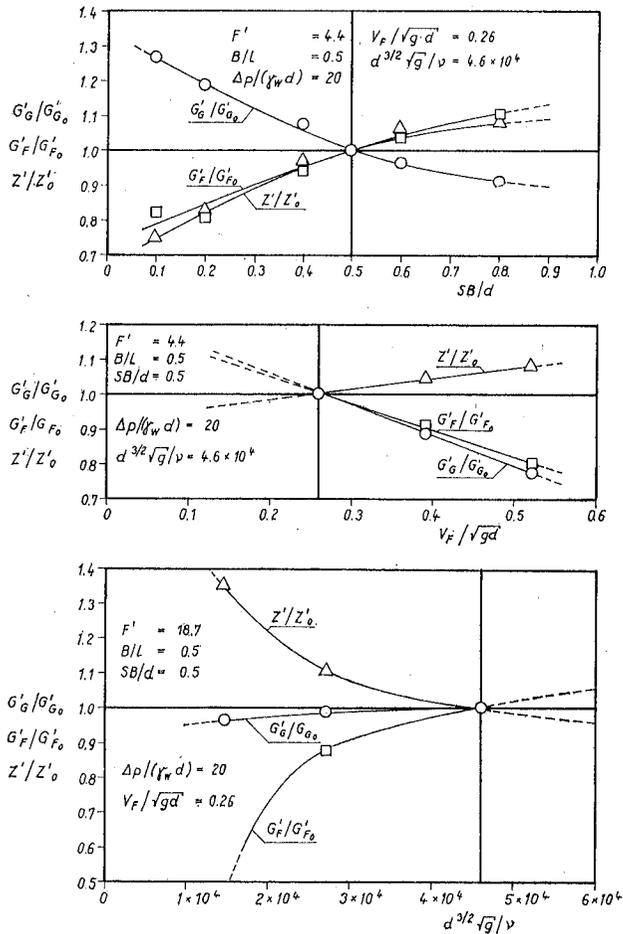


Bild 6  
Relativer Einfluß von Sohlenbreite, Fahrtgeschwindigkeit und Saugrohrdurchmesser

Erwartungsgemäß nimmt für kleinere Sohlenbreiten ( $SB/d$ ) die Gemischmenge pro Zeiteinheit zu und Feststoffmenge und Zugkraftbedarf ab. Steigende Fahrtgeschwindigkeit ( $V_F/\sqrt{gd}$ ) führt zu niedrigeren Feststoff- und Gemischmengen und zu etwas höherem Zugkraftbedarf. Der Parameter  $d\sqrt{gd}/\nu$ , eine Art Reynolds'scher Zahl, muß ähnlich wie diese mit wachsendem Rohrdurchmesser  $d$  einem Grenzwert zustreben, oberhalb dessen er keinen Einfluß mehr auf die Strömungsvorgänge hat. Tatsächlich zeigen sich für den Gemischbeiwert  $G'_G$  im untersuchten Bereich nur noch geringfügige Änderungen, wohingegen der Zugkraftbeiwert  $Z'$  und die dimensionslose Feststoffmenge  $G'_F$  besonders für den kleinsten Rohrdurchmesser drastische Abweichungen zeigen. Dies erklärt sich vermutlich aus der Tatsache, daß die verglichene absolute Druckdifferenz proportional zu  $d$  kleiner wird und daher bei dem kleinsten Durchmesser nur noch so geringe Strömungsgeschwindigkeiten produziert, daß sich der Feststofftransport noch nicht voll ausbilden kann und daher anderen Gesetzmäßigkeiten unterliegt. Immerhin lassen die Versuchsergebnisse vermuten, daß für höhere Werte von  $d\sqrt{gd}/\nu$  — also beim Übergang zur Großausführung — keine krassen Veränderungen der Beiwerte mehr zu erwarten sind.

### 1.3 Schlußfolgerungen

Beim Saugbaggern in großen Tiefen bleibt, bedingt durch das Erreichen des Vakuums an der Saugseite der Baggerpumpe, meist nur ein kleiner Spielraum für das am Saugkopf selbst zur Verfügung stehende Druckgefälle. Deshalb bildet häufig nicht die verfügbare Förderleistung, sondern das nutzbare Druckgefälle am Kopf das Kriterium für die Dimensionierung von Saugköpfen.

Modellversuche an California-Schleppsaugköpfen auf einem stark verdichteten Feinsandboden, die in erster Linie die Bedeutung von Saugflächen und Seitenverhältnis für das Verhalten des Kopfes klären sollten, zeigten für jeden Saugkopf mit steigender Druckdifferenz eine Zunahme von Feststoffmenge und Gemischmenge pro Zeiteinheit und damit auch Leistung und Zugkraftbedarf (Bild 2). Die Feststoffförderung setzt erst bei einer gewissen Mindestdruckdifferenz ein.

Der anhand der Versuchsergebnisse vorgenommene Vergleich der verschiedenen Saugköpfe bei vorgegebenem Druckgefälle zeigt:

Mit der Saugfläche nehmen sowohl Feststoffmenge als auch Gemischmenge pro Zeit und Zugkraftbedarf stark zu. Für den betrachteten Fall liefern relative Saugflächen zwischen 4 und 5 die größte Feststoffmenge pro Leistungseinheit und damit den besten Wirkungsgrad.

Mit kleinen Seitenverhältnissen wird bei gegebener Leistung mehr Feststoff gefördert als mit großen. Die Zugkraft steigt mit wachsendem Seitenverhältnis bis zu  $B/L = 0.7$ ; quadratische Köpfe liegen wieder etwas niedriger. Der Einfluß von  $B/L$  auf das Verhalten des Kopfes ist zwar im Vergleich zur Bedeutung der Saugfläche gering, doch liegen bei gegebener Saugfläche Köpfe mit kleinem Seitenverhältnis eindeutig günstiger.

Eine Änderung der Sohlenbreite kann das Verhalten des Saugkopfes beträchtlich beeinflussen. Breite Sohlen fördern mehr Feststoff bei kleinerer Gemischmenge, aber erhöhtem Zugkraftbedarf.

Mit steigender Fahrtgeschwindigkeit nehmen Feststoff- und Gemischmenge ab, dagegen steigt der Zugkraftbedarf.

Die Maßstabsversuche deuten darauf hin, daß für größere Saugrohrdurchmesser — also beim Übergang vom Modell zur Großausführung — keine wesentlichen Änderungen der Beiwerte  $G'_F$ ,  $G'_G$  und  $Z'$  mehr zu erwarten sind.

Trotz vieler noch offener Fragen scheinen nach den Versuchsergebnissen für das Baggern bei vorgegebenem Druckgefälle lange, schmale Köpfe mit Saugflächen von 4- bis 5fachem Saugrohrquerschnitt am günstigsten zu sein und die größte Feststoffförderung mit möglichst großen (nach Leistungs- und Zugkraftbedarf noch tragbaren) Saugflächen und breiten Sohlen erreicht zu werden. Hieraus geht hervor, daß an gebräuchlichen California-Schleppsaugköpfen [3, 4, 5] sowohl in der Saugfläche als auch im Seitenverhältnis der Klappen Verbesserungen möglich sind.

## 2. Untersuchung über die Einlaufverluste von Grundsaugerköpfen

### 2.1 Allgemeines

Beim Grundsaugen (ohne Schneidkopf und ohne Schleppbewegung) wird der Boden allein durch die Einlaufströmung gelöst und aufgenommen. Die Arbeit für das Lösen und Aufnehmen des Bodens bewirkt einen Druckhöhenverlust am Einlauf, dessen Größe entscheidend das Vakuum an der Förderpumpe beeinflusst. Da dieses durch die Kavitationsgrenze beschränkt ist, muß angestrebt werden, bei einer möglichst hohen Feststoffkonzentration  $k_T$  im Förderstrom  $Q$  einen möglichst kleinen Einlaufverlust zu erhalten.

Bild 7 zeigt schematisch den Druckverlauf am Saugrohrenlauf. Bei der Reinwasserförderung besteht unmittelbar hinter dem Saugrohrenlauf das Vakuum  $V_w$ :

$$V_w = \frac{v_m^2}{2g} \cdot (1 + \varepsilon) \quad (4)$$

$V_w$  = Reinwasservakuum in m WS

$V_m$  =  $Q/F$  = mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Saugrohr der Lichtweite  $D$  in m/s

$g$  =  $9,81 \text{ m/s}^2$  = Erdbeschleunigung

$\varepsilon$  = Dimensionsloser Einlaufverlustbeiwert beim Saugen aus einem unbegrenzten Wasserraum

### Drucklinienverlauf im Saugrohr

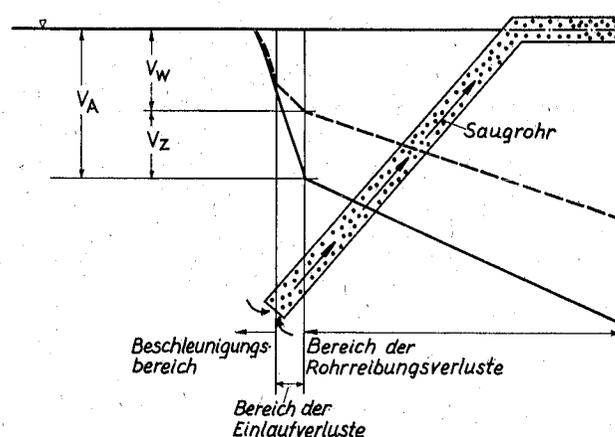


Bild 7

Wird das Saugrohr dem Boden genähert und wird durch die Einlaufströmung ein Gemisch aus Wasser- und Feststoffen angesaugt, so erhöht sich der Einlaufverlust; nach Bild 7 beträgt dann das Arbeitsvakuum  $V_A$  unmittelbar hinter dem Saugrohreinlauf

$$V_A = V_w + V_z \quad (5)$$

$V_A$  = Arbeitsvakuum in m WS

$V_w$  = Reinwasservakuum in m WS

$V_z$  = Zusatzvakuum für die Gemischförderung in m WS

Die Abhängigkeit dieses Zusatzvakuums  $V_z$  von der Feststoffkonzentration, den Bodenkennwerten, der Saugtiefe und der Einlaufform wurde im FRANZIUS-INSTITUT FÜR GRUND- UND WASSERBAU der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HANNOVER untersucht [SALZMANN (6), dort weitere Schrifttumsangaben].

### 2.2 Abhängigkeit von der Feststoffkonzentration $k_T$

Die Auswertung der Versuche ergab, daß das Zusatzvakuum  $V_z$  aus Gleichung 5 durch folgende Gleichungen mit der Konzentration  $k_T$  verbunden werden kann:

$$k_T = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot V_z^{0.78} \quad (6)$$

$k_T$  = Transportkonzentration = Verhältnis des (porenfreien) Volumstromes an Feststoffen  $Q_F$  zum Gesamtstrom des Gemisches  $Q$ ; vgl. (7).

$\beta_1$  = dimensionsloser Beiwert, nur von dem Boden abhängig

$\beta_2$  = dimensionsloser Beiwert, nur von der Furchentiefe abhängig

$\beta_3$  = dimensionsloser Beiwert, nur von der Einlaufform abhängig

$V_z$  = Zusatzvakuum in m WS nach Gleichung (5)

Diese Gleichung ist empirisch; die Strömungsgeschwindigkeit  $v_m$  tritt in ihr nicht auf, ist aber implizit in  $V_z$  enthalten.

### 2.3 Abhängigkeit von den Bodenkennwerten (Faktor $\beta_1$ )

Es ist bekannt, daß ein Boden aus rolligem Material um so schwerer ansaugbar ist, je mehr feine Bestandteile er enthält. Es ist dabei nicht möglich, den Boden allein durch einen maßgebenden Korndurchmesser aus der Kornverteilungskurve zu kennzeichnen.

Dagegen erwies sich die spezifische Oberfläche nach ZUNKER als geeignet, um die Saugbarkeit eines Bodens auszudrücken.

Sie ist

$$U = \sum g_i \cdot V_i \quad (7a)$$

$$\text{mit } U_i = \frac{1}{3} \left( \frac{1}{d_1} + \frac{2}{d_1 + d_2} + \frac{1}{d_2} \right) \quad (7b)$$

$U$  = spezifische Oberfläche für ein Korngemisch in  $\text{cm}^2/\text{cm}^3$  oder  $\text{cm}^{-1}$

$U_i$  = spezifische Oberfläche einer Korngruppe in  $\text{cm}^{-1}$

$g_i$  = Gewichtsanteil einer Korngruppe in  $\%$ /100

$d_1$  = kleinster Korndurchmesser der Korngruppe in cm

$d_2$  = größter Korndurchmesser der Korngruppe in cm

Bild 8 gibt die starke Abhängigkeit des Faktors  $\beta_1$  von der spezifischen Oberfläche  $U$  an; mit zunehmenden  $U$  nimmt der Faktor  $\beta$  und damit die erreichbare Konzentration bei gleichem Zusatzvakuum stark ab. Außerdem ist noch das Porenvolumen  $n$  von Einfluß; bei dichter Lagerung ( $n = 30\%$ ) wird weniger angesaugt als bei lockerer Lagerung ( $n = 50\%$ ). Entscheidend ist aber der Anteil von Feinstkorn im Boden.

### Abhängigkeit der Kennzahl $\beta_1$ von der spezifischen Oberfläche $U$

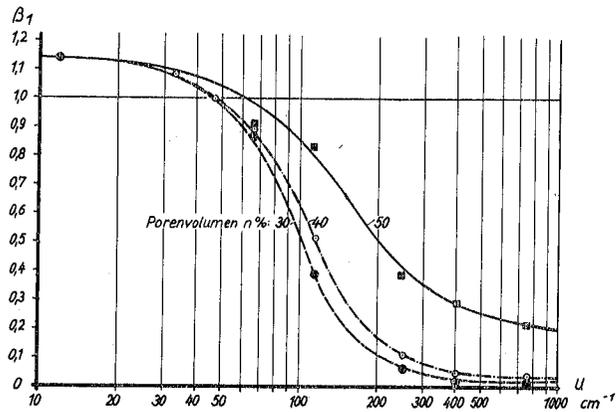


Bild 8

#### 2.4 Abhängigkeit von der Furchentiefe (Faktor $\beta_2$ )

Wird ein Saugbagger mit der Winde verholt, so bildet sich im Boden eine Furche mit annähernd dreieckigem Querschnitt, deren Tiefe etwa gleich der Tiefe der Saugrohröffnung ist. Es ist aus der Naßbaggerpraxis bekannt, daß mehr Material gefördert wird,

### Abhängigkeit der Kennzahl $\beta_2$ von dem Verhältnis Furchentiefe $T$ : Saugrohrlichtweite $D$

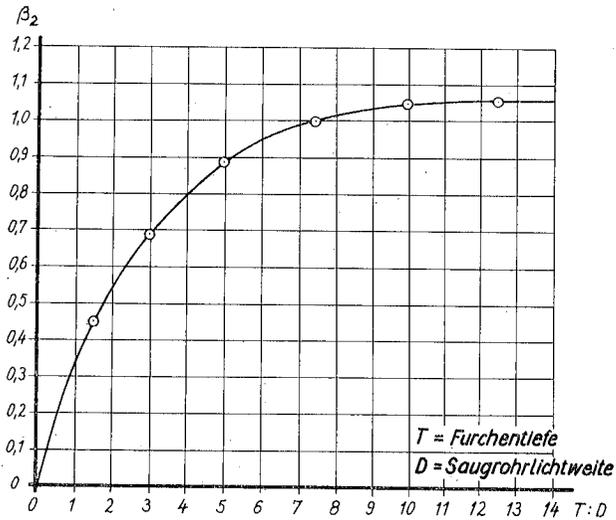


Bild 9

wenn tiefe Furchen gebildet werden, weil dann das Material auf den langen Böschungen stetiger zum Saugrohrreinlauf nachlaufen kann.

Es ist naheliegend, die Furchentiefe  $T$  (unter der normalen Sohle) dimensionslos auf die Saugrohrlichtweite  $D$  zu beziehen.

Bild 9 zeigt — für sonst gleichbleibende Verhältnisse —, wie sich der Faktor  $\beta_2$  mit dem dimensionslosen Verhältnis Furchentiefe  $T$  : Saugrohrlichtweite  $D$  ändert. Von einer Furchentiefe an, die größer als das etwa 10fache der Saugrohrlichtweite ist, ändert sich der Faktor  $\beta_2$  nicht mehr, die erreichbare Konzentration nimmt also bei größeren Furchentiefen nicht mehr zu. Bei kleinen Furchentiefen dagegen nimmt die erreichbare Konzentration sofort ab.

2.5 Abhängigkeit von der Einlauform (Faktor  $\beta_3$ )

Die Einlauform beeinflusst nicht allein das Reinwasservakuum nach Gleichung (1) durch den Einlaufverlustbeiwert  $\epsilon$ , sondern durch den Faktor  $\beta_3$  auch das Zusatzvakuum  $V_z$  nach Gleichung (2).

Bild 10 zeigt die im FRANZIUS-INSTITUT untersuchten Einlauformen nach ihren Einlaufverlustbeiwerten  $\epsilon$  geordnet. Den größten Einlaufverlust hat die Düsenform mit  $\epsilon = 5,5$ , den kleinsten der nach potentialtheoretischen Überlegungen entworfene Birnensaugkopf mit  $\epsilon = 0,022$ , der in der Sowjetunion verwendet wird. Die Untersuchungen ergaben, daß die Einlauformen, die auch bei der Reinwasserförderung geringe Einlaufverluste aufweisen, auch bei der Feststoffförderung weniger Druckabfall verursachen. Bild 11 zeigt

**Einlaufverlustbeiwert  $\epsilon$   
der im hydraulischen Modell untersuchten Saugköpfe**

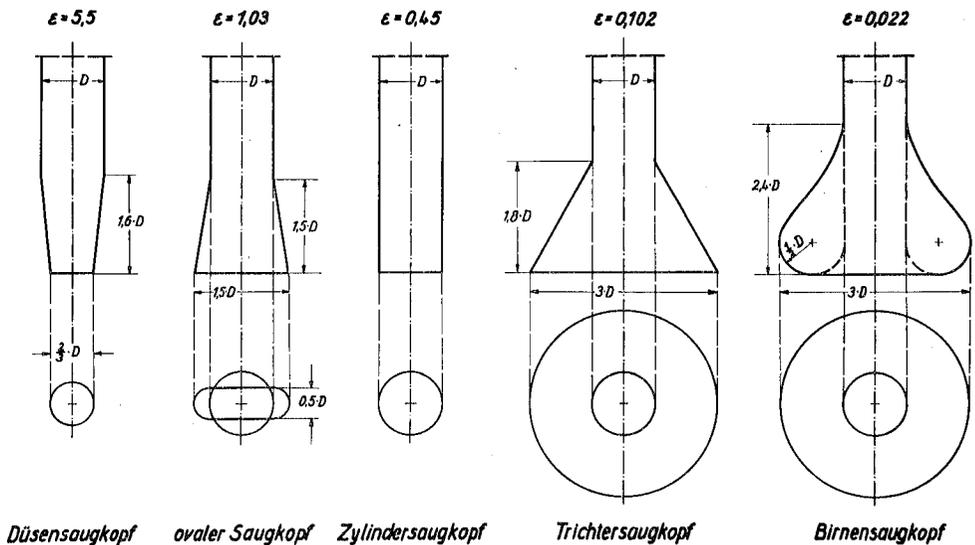


Bild 10

dies in der Abhängigkeit des Faktors  $\beta_3$  von dem Einlaufverlustbeiwert  $\varepsilon$  (vgl. Bild 10); der Birnensaugkopf mit  $\beta_3 = 0,25$  liefert auch hierbei die höchste Konzentration bei gleichem Zusatzvakuum.

## 2.6 Berechnungsverfahren

Ist die Bodenart gegeben, so läßt sich aus Gleichung (7a) und (7b) die spezifische Oberfläche  $U$  ermitteln und aus Bild 8 der Faktor  $\beta_1$  entnehmen.

Mit der Furchentiefe  $T$  und der Saugrohrweite  $D$  läßt sich aus Bild 9 der Faktor  $\beta_2$  bestimmen.

Wird einer der Saugrohrenläufe nach Bild 10 verwendet, so können die Werte  $\varepsilon$  und  $\beta_3$  unmittelbar aus Bild 10 und 11 entnommen werden. Bei der Verwendung eines anderen Einlaufes muß in einem Reinwasserversuch der Beiwert  $\varepsilon$  bestimmt werden; der Wert  $\beta_3$  kann dann mit der Ausgleichsgeraden auf Bild 11 ermittelt werden.

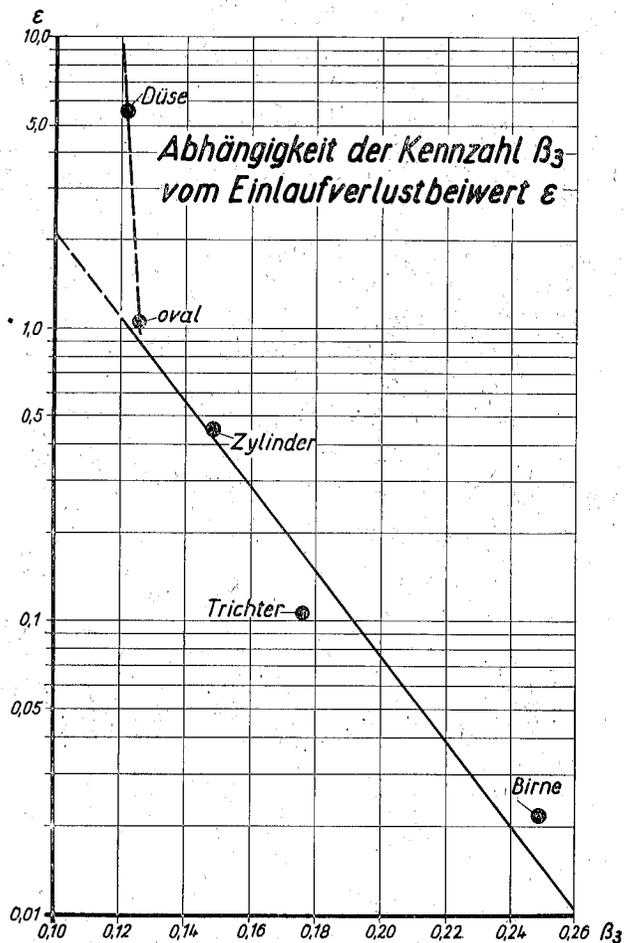


Bild 11

Dann kann mit Gleichung (6)

$$k_T = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot V_z^{0,78}$$

die Beziehung zwischen der Transportkonzentration  $k_T$  und dem Zusatzvakuum  $V_z$  aufgetragen werden; der gesamte Druckabfall  $V_A$  am Einlauf ergibt sich dann aus Gleichung (1) und (2) zu

$$V_A = (1 + \varepsilon) \frac{v_m^2}{2} + V_z$$

Hinzu kommen noch die Druckhöhenverluste in der übrigen Saugleitung bis zur Pumpe, die von der Ausbildung und der Länge der Saugleitung des jeweiligen Baggers abhängen, ebenso von der Saugtiefe und der Konzentration.

#### Schrifttumsverzeichnis

- [1] Waibel, Walter und Witt: Entwicklungslinien neuzeitlicher großer Schleppkopfsaugbagger, Arbeitsmethoden solcher Bagger und systematische Untersuchungen an Schleppsaugköpfen, dargestellt an 3 Baggerneubauten für die Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen, Deutsche Berichte zum XXI. Internationalen Schiffahrtskongress, Stockholm 1965, S. 185
- [2] W. Witt: Untersuchungen an Schleppsaugköpfen für Naßbagger. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffahrt Berlin, Heft 46. Berlin 63
- [3] F. C. Scheffauer, Editor: The Hopper Dredge. U. S. Government Printing Office, Washington, 1954
- [4] Blaum/v. Marnitz: Die Schwimmbagger. Erster Band: Bodentechnische Grundlagen, Saugbagger. Springer-Verlag Berlin, 1963
- [5] v. Marnitz: Naßbaggerwesen in USA. Heft 68, RKW Auslandsdienst. Carl Hauser Verlag, München 1958
- [6] H. Salzmann: Hydraulische und Bodentechnische Vorgänge beim Grundsaugen. Heft 31 (1968) der Mitteilungen des FRANZIUS-INSTITUTS für GRUND- und WASSERBAU der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HANNOVER
- [7] A. Führböter: Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Heft 19 (1961) der Mitteilungen des FRANZIUS-INSTITUTS der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HANNOVER.

## Abteilung II — Seeschifffahrt

### Thema II — 3a

**Probleme, die durch die sehr großen Seefrachter aufgeworfen werden bezüglich der Anordnung und der Tiefen der Zufahrtrinnen zu den Häfen und der Manövrieregebiete.**

#### Berichtersteller:

Dipl.-Ing. Eberhard Garrelts, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schifffahrtndirektion Aurich; Dipl.-Ing. Adalbert Groß, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin; Dipl.-Ing. Gerhard Köhler, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schifffahrtndirektion Bremen; Kapitän Henry Petersen, Bundeslotsenkammer, Hamburg; Dipl.-Ing. Rudolf Wellmann, Regierungsbaudirektor, Wasser- und Schifffahrtndirektion Aurich; Dipl.-Ing. Günter Wetzel, Präsident, Wasser- und Schifffahrtndirektion Hamburg

#### Zusammenfassung

Das Bemühen, die deutschen Nordseehäfen für Großschiffe zugänglich zu machen, erfordert nicht nur Maßnahmen in den eigentlichen Hafenzufahrten, sondern bereits in der Nordsee.

Die nach dem Ende des 2. Weltkrieges eingerichteten minenfreien Wege in der Nordsee konnten noch nicht aufgegeben werden, weil noch mit scharfen Minen gerechnet werden muß und weil weite Gebiete noch nicht auf unbekannte Wracks untersucht werden konnten. Die Beibehaltung von kontrollierten, zu einem Teil durch Bojen bezeichneten Schifffahrtswegen ist in der südlichen Nordsee aber auch wegen der teilweise für Großschiffe nicht genügenden Wassertiefen notwendig. Die Sorge für die Sicherheit des zumal in der West-Ost-Relation sehr dichten Verkehrs macht außerdem die Aufspaltung des Verkehrs nach Richtungen auf gegeneinander getrennten Fahrwegen notwendig. Solche Kollisionsschutzwege werden für Mindestwassertiefen von 15 m, Tiefwasserwege für mindestens 25 und mindestens 30 m eingerichtet.

Die für die Zugänglichkeit von Schiffen mit großen Tiefgangsansprüchen in den eigentlichen Zufahrten zu den Seehäfen getroffenen Maßnahmen können bestehen im Ausbau, d. h. Vertiefung, ggf. Verbreiterung der Fahrwasserrinnen, ggf. in der Schaffung von Möglichkeiten zum Leichtern eines Teils der Ladung, aber auch in Maßnahmen, die die Sicherheit für die Großschiffe beim Befahren der Seeschiffahrtstraßen erhöhen gegenüber den früheren Verhältnissen. Zu diesen Maßnahmen gehört eine Intensivierung des Peilwesens, um Schiffsführung und Lotsen stets mit Tiefenplänen des neuesten Zustandes der Fahrtrinnen zu versehen, ebenso die Vorhaltung und der schnelle Einsatz von solchen Baggergeräten, die für die schnelle Beseitigung plötzlicher Ablagerungen über der Sollsohle gut geeignet sind.

Die Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen sind Strommündungen unter Tideeinfluß. Die Schiffe mit großem Tiefgang nutzen für die Revierfahrt den Tidehub; sie sind dadurch auf die genaue Einhaltung eines durch die Tide bestimmten Fahrplanes entscheidend angewiesen. Hierbei ist der Umstand wesentlich, daß ein in die Strommündung einlaufendes Großschiff in der Revierfahrt nur eine Fahrtgeschwindigkeit erreicht, die geringer ist als die Fortschrittgeschwindigkeit des Tidescheitels. Maß-

nahmen dafür, daß das Schiff seinen Fahrplan einhalten kann, sind eine sehr sorgfältige Bezeichnung des Fahrwassers, ggf. eine Aufspaltung des Richtungsverkehrs durch gegeneinander versetzte Gegenrichtlinien. Ferner muß vermieden werden, daß durch neue der Rücksicht bedürftige Anlagen in Fahrwassernähe die Fahrt des Großschiffes durch zusätzliche Langsamfahrstrecken behindert wird. Als von besonderer Bedeutung für die Fahrt großer Schiffe auf Revierstrecken haben sich Landradarketten, bisher auf der Elbe und auf der Außenweser, erwiesen. Für die anderen Reviere sind diese Einrichtungen in Vorbereitung. Diese ständig besetzten Anlagen sind für die Schifffahrt von Bedeutung bereits bei klarem Wetter durch die Übermittlung von für die Revierfahrt wesentlichen Nachrichten; sie sind von entscheidender Bedeutung bei unsichtigem Wetter durch die Beratung, durch die die Revierfahrt fahrplanmäßig aufrechterhalten werden kann.

Diese Maßnahmen ermöglichen es, daß auch für Großschiffe bei der Revierfahrt eine Keel-Clearance von nur 10 % des Seewassertiefgangs gefordert zu werden braucht. Eine Erhöhung dieses Wertes mit Rücksicht auf Seegangseinflüsse ist kaum notwendig; andererseits muß im oberen Teil fast aller Reviere der Brackwassereinfluß — Tiefgangszunahme um rd. 2 % — berücksichtigt werden.

Die Betrachtung der vier großen Zufahrten zu deutschen Häfen im Nordseeraum ergibt: Die Ems ist z. Z. befahrbar bis Emden für Schiffe mit 35' = 10,67 m Seewassertiefgang. Bis zu einem seewärts vorgeschobenen, aber geschützt liegenden Leichterplatz werden ab Ende 1968 Schiffe mit 42' = 12,80 m Tiefgang gelangen, die dort auf 35' abgeleichtert werden.

Die Jade ist gegenwärtig für Schiffe bis 48' = 14,60 m Seewassertiefgang zugänglich, ab Ende 1970 für Schiffe von 55' = 16,78 m. Ein weiterer Ausbau erscheint nicht ausgeschlossen.

Die Weser ist in ihrem äußeren Teil, der Außenweser, bis Bremerhaven gegenwärtig für Tiefgänge bis 41' = 12,50 m, demnächst voraussichtlich bis 44'4" = 13,50 m möglich. Auf der Unterweser bis Bremen sind gegenwärtig Tiefgänge bis 31'6" = 9,60 m möglich, nach einem beabsichtigten Ausbau bis 34'6" = 10,50 m.

Die Elbe kann im Jahre 1968 befahren werden bis Hamburg von Schiffen mit bis 39' = 11,89 m Seewassertiefgang, bis zum Elbehafen Brunsbüttelkoog bis 42' = 12,80 m. Nach Beendigung eines gegenwärtig in der Durchführung befindlichen Ausbaus, Ende 1970, werden die Tiefgänge auf 41'6" = 12,65 m und 44' = 13,40 m zunehmen können. Weitere Verbesserungen werden als möglich angesehen. In der Außenelbe sind mit Erfolg Leichterungen von Tankern mit 46'6" Tiefgang durchgeführt worden, größere Tiefgänge sind möglich.

Neben einer genauen Kenntnis des in einer bestimmten Revierstrecke vorhandenen Sohlenverlaufs, der Tide und ihres Verlaufs und der Strömungsverhältnisse ist zum Erreichen optimaler Geschwindigkeiten und Festlegen zuverlässiger Höchttiefgänge eine hinreichend sichere Kenntnis des Verhaltens großer Schiffe im flachen Wasser Voraussetzung. Nach einem Überblick über die gegenüber der Fahrt auf tiefem Wasser im flachen Wasser und im Kanal geänderten Verhältnisse der Umströmung des Schiffskörpers und die daraus resultierenden Einflüsse auf Leistungszunahme, Vertrimmung und Tiefertauchung werden die am Beispiel von zwei heute normalen Schiffstypen von 62 000 t und 210 000 t Verdrängung erhaltenen Modellversuchsergebnisse auszugsweise mitgeteilt. Bei gleichen absoluten Geschwindigkeiten fahren größere Schiffe relativ langsamer und verhalten sich günstiger. Ein Einfluß der Schiffsförmigkeit bei Anordnung eines Bugwulstes wurde zwar für mäßig flaches Wasser festgestellt, bei einer den Schiffstiefgang nur wenig überschreitenden Wassertiefe verschwinden die Unterschiede aber fast ganz. Im seitlich beschränkten flachen Wasser steigen die Leistungen und Tiefer-

tauchungen weiter an. Exzentrische Kanalfahrten und Schiffsbegegnungen führen zu zusätzlichen, in ihrem Verlauf instationären Absenkungen der Schiffskörper. Mögliche Gefahren können jedoch durch rechtzeitige Geschwindigkeitsreduktion ausgeschaltet werden. In bezug auf Stopp- und Manövrierverhalten ergeben sich auf flachem Wasser und im Kanal kaum Schwierigkeiten. Die Stoppweglängen vermindern sich, und, solange der Propeller arbeitet, bleibt die Steuerfähigkeit erhalten.

Der dicht über der Fahrwassersohle wegen des im flachen Wasser wesentlich erhöhten Mitstromes mit hohem Schubbelastungsgrad arbeitende Propeller greift das Sohlengeschiebe an und führt zu Auskolkungen, die nach Modellversuchen recht beträchtliche Ausmaße annehmen. In Gebieten mit überlagerter Grundströmung tritt hierdurch aber kaum eine Gefahr für die Fahrwasserhaltung ein, da besonders bei feinerem Geschiebe der aufgewirbelte Boden sich nur zu einem Teil wieder in der Fahrrinne ablagert.

Abschließend werden anhand der Modellversuchsergebnisse und der auf den deutschen Seeschiffahrtstraßen anzutreffenden Verhältnisse Werte minimal erforderlicher Keel-Cléarance angegeben.

### Inhalt

	Seite
I. Maßnahmen für die Fahrt von Großschiffen in der Nordsee .....	216
II. Maßnahmen zur Verbesserung des Zustandes der Hafenzufahrten für den Zugang von Großschiffen .....	217
III. Anordnung, Tiefen und mögliche Schiffstiefgänge in den deutschen Seeschiffahrtstraßen:	
1. Ems .....	222
2. Jade .....	224
3. Weser .....	226
4. Elbe .....	228
IV. Verhalten großer Schiffe in flachen Gewässern .....	230

#### I. Maßnahmen für die Fahrt von Großschiffen in der Nordsee

Das Wachsen der Schiffsgrößen und damit der Tiefgänge zwingt zu dem Bemühen, die Zufahrten zu den Seehäfen, die von Großschiffen angelaufen werden sollen, den wesentlich gestiegenen Ansprüchen anzupassen. Für die Häfen der Bundesrepublik im Nordseeraum sind hierbei nicht nur die eigentlichen Zufahrten zu berücksichtigen, sondern auch bereits die Fahrt durch die Nordsee, die in ihrem südlichen Teil ebenso wie der Englische Kanal teilweise Wassertiefen hat, die den gestiegenen Tiefgangsansprüchen ggf. nicht mehr genügen.

Nach der Beendigung des 2. Weltkrieges lagen in der Nordsee, in der es bis zum Ausbruch des Krieges keinerlei festgelegte Wegebezeichnung gab und die Schifffahrt beliebige Kurse fahren konnte, eine unbekannte Zahl von scharfen Minen und von Wracks. Für die Ansteuerung der deutschen Häfen wurden daher mehrere Wege durch das verseuchte Gebiet eingerichtet durch Räumung der Minen, Feststellung etwaiger Wracks und Bezeichnung der Wege mit Bojen. Nach mehr als 20 Jahren ist nun die Nordsee immer noch nicht mit Sicherheit minenfrei; es war auch noch nicht möglich,

alle die Seegebiete, in denen bei der vorhandenen Wassertiefe etwaige Wracks eine Gefahr für die Schifffahrt bilden könnten, abzusuchen. Andererseits sind als Folge der Zunahme der Schiffstiefgänge die Ansprüche an die notwendige und zuverlässig nachgewiesene Wassertiefe erheblich gestiegen. Schließlich hat es sich als notwendig erwiesen, in Gebieten, in denen der Schiffsverkehr besonders stark ist, den Verkehr nicht nur auf bezeichneten Wegen zu bündeln, sondern auch nach Richtungsverkehr aufzuspalten. Diese Maßnahme wird für die besonders verkehrsreiche Route durch den Englischen Kanal und küstenparallel bis zur Deutschen Bucht im Interesse der Sicherheit als notwendig angesehen. Zahlreiche Seeunfälle, auch solche von Großtankern, haben die durch den starken Verkehr gestiegenen Gefahren, die nicht nur für die Schiffe selber, sondern darüber hinaus auch für die Allgemeinheit gegeben sind, deutlich gemacht.

Da nun die bisherigen minenfreien Wege in der südlichen Nordsee teilweise nicht den heutigen Ansprüchen genügen, werden jetzt in Zusammenarbeit der Anliegerstaaten der Nordsee neue Wege geräumt, vermessen und bezeichnet, die dann die alten Wege ersetzen werden. Es wird dann für den Verkehr aus dem Englischen Kanal zwei mit Leuchttönen bezeichnete Wege geben, den küstennahen Kollisionsschutzweg mit Wassertiefen von mindestens 15 m und zwei Fahrwegen von je 3 sm Breite für den West-Ost-gehenden und den Ost-West-gehenden Verkehr, die durch eine 2 sm breite verkehrsfreie Sicherheitszone getrennt sind und einen nördlich gleichfalls vom Englischen Kanal her verlaufenden Weg für größere Tiefgangsansprüche mit 25 m Mindestwassertiefe und 4 sm Breite. Zwischen dem Kollisionsschutzweg und der Küste ist ein etwa 3 sm breites Gebiet für den Küstenverkehr vorgesehen, das ebenfalls mit Leuchttönen bezeichnet wird.

Es wird angenommen, daß voll abgeladene Großtanker bis zu rd. 225 000 tdw mit Tiefgängen von 18 bis 20 m bei Benutzung dieses Weges durch den Englischen Kanal die Nordsee ansteuern können. Schiffe mit etwa noch größerem Tiefgang müssen jedoch für die Fahrt zur Nordsee — Anlande- und Umschlagsmöglichkeit dort vorausgesetzt — die Nordroute wählen. Tiefwasserwege, auf 5 sm Breite nach Hindernissen abgesücht und mit Wassertiefen von mindestens 30 m, sind vorhanden für die Fahrt von den Orkney-Inseln, von Norwegen und von Skagen her in die südliche Nordsee, wo Wassertiefen von 30 m bis über Helgoland hinaus vorhanden sind und wo die Nord-Süd verlaufenden Wege auf die vorgenannten West-Ost verlaufenden küstenparallelen Wege stoßen. Internationale Zusammenarbeit nicht nur in der Einrichtung, sondern auch in der laufenden Kontrolle dieser Wege in der Nordsee, Übereinkommen über die notwendige Fahrweise, besonders bei den nicht vermeidbaren Wegekrenzungen, klare Abgrenzung der Zuständigkeiten und Vorkehrungen, um im gegebenen Fall Maßnahmen u. a. gegen Ölverschmutzung treffen zu können, ferner wohl auch die Schaffung von Nachrichtendiensten und Navigationshilfen für die Wegekrenzungen werden dem Verkehr auch mit Großschiffen in der Nordsee die notwendige Sicherheit geben.

## **II. Maßnahmen zur Verbesserung des Zustandes der Hafenzufahrten für den Zugang von Großschiffen**

Die Zufahrten aus der Nordsee zu den Häfen der Bundesrepublik werden den durch die Großschiffe gestellten höheren Forderungen angepaßt einerseits dadurch, daß die Schifffahrtswege weiter vertieft werden, andererseits aber auch dadurch, daß die Verhältnisse, unter denen die Schifffahrt die gegenüber der freien See oder den Tiefwasserwegen der Nordsee enge und oft schwierige Revierstrecke befährt, verbessert und sicherer gestaltet werden. Die Häfen im Nordseeraum der Bundesrepublik Deutschland, die von

Schiffen größerer Abmessungen angelaufen werden, sind zugänglich über die Seeschiffahrtstraßen Ems, Jade, Weser und Elbe. Es sind für alle vier Schiffahrtstraßen gegenwärtig entweder Maßnahmen zur Verbesserung eingeleitet oder es stehen solche in naher Zukunft bevor, durch die der Verkehr von Schiffen mit größeren Tiefgängen auf ganzer Strecke oder zumindest in den Außengebieten möglich wird. Diese Maßnahmen bestehen in einer Vertiefung, ggf. auch einer Verbreiterung der Fahrwasserriren oder in der Schaffung von Möglichkeiten zum Leichtern eines Teils der Ladung und dadurch der Verminderung des Tiefgangs. Im Abschnitt III. werden nähere Angaben für jede der genannten Wasserstraßen mitgeteilt werden.

Es besteht aber kein Zweifel, daß die Möglichkeiten für den Ausbau der genannten Wasserstraßen begrenzt sind und den Anforderungen für die größten heute bereits im Bau befindlichen Schiffe nicht genügen werden. Die Aufwendungen für eine ggf. noch erreichbare Vertiefung der Strommündungsstrecken, ebenso für die laufende Erhaltung der einmal hergestellten Wassertiefen sind so erheblich, daß es notwendig ist, die Ausbauziele realistisch zu stecken.

Welche Schiffe — nach Größe und Tiefgang — die einzelnen Wasserstraßen jetzt und in Zukunft befahren können, hängt außer von den durch Ausbau erreichten Wassertiefen aber auch davon ab, welche Sicherheit jedes Schiff für die Befahrung der Wasserstraßen vorfindet. In dieser Hinsicht können gegenüber den früher allgemein auf Seeschiffahrtstraßen bestehenden Verhältnissen teilweise noch Verbesserungen erreicht werden, im wesentlichen unter Ausnutzung von Möglichkeiten, die die moderne Technik jetzt bietet.

Die in Frage stehenden Seeschiffahrtstraßen sind die Rinnen größter Wassertiefen in den Mündungsgebieten von Tideströmen, die durch Baggerungen vertieft und teilweise durch Strombaumaßnahmen verbessert wurden. Infolge Einwanderung und Ablagerung von Sand- oder Schlickmassen werden die Rinnen jedoch häufig wieder verflacht. Dies können größere flächenhafte Ablagerungen sein oder in Abständen sich bildende Strombänke oder Riffeln, die sich zunächst als punktförmige Hindernisse über der Sollsohle zeigen. Die Ursachen für diese Ablagerungen sind in den einzelnen Wasserstraßen und in den oberen und unteren, morphologisch und hydrologisch unterschiedlichen Bereichen verschiedener Art und durch künstliche Maßnahmen nur in begrenztem Maße zu beeinflussen. Wenn auch aus langjähriger Beobachtung bekannt ist, in welchen Strecken diese Ablagerungen auftreten, so ist es doch notwendig in möglichst kurzfristigen Abständen diese Strecken durch Peilungen, d. h. Aufnahme von örtlichen Tiefenkarten auf ihren Zustand zu kontrollieren. Die Einführung des Echolots bedeutet hierbei gegenüber dem früheren Handlot einen sehr wesentlichen Fortschritt. Da die Tiefenpeilung jedoch nur in Verbindung mit zuverlässiger Ortsbestimmung Wert hat, war eine Intensivierung des Peilwesens lange Zeit noch durch die Schwierigkeit der Ortsbestimmung mittels Sextanten bei schlechten Sichtverhältnissen, wie sie gerade im Nordseeküstenraum häufig sind, sehr beschränkt. Die modernen Methoden der Ortsbestimmung mit Hilfe von funktchnischen Ortungsverfahren machen die Durchführung der Peilungen nun von den optischen Sichtverhältnissen unabhängig. Die neuen schnellen und wendigen Peilschiffe, mit den modernen Meßeinrichtungen ausgerüstet, können die kritischen Fahrwasserstrecken jetzt häufiger und zuverlässiger aufnehmen. Weitere Verbesserungen, über das bisher Erreichte hinaus, sind besonders bezüglich der Auswertung noch zu erstreben. Es wurde aber bisher bereits sichergestellt, daß die Lotsen, die Schiffe besonders großen Tiefgangs besetzen sollen, stets neueste Angaben über die Fahrwassertiefen in der Hand haben. Andererseits erhält die für die Erhaltung der Wassertiefen zuständige Verwaltung aus der Auswertung häufig aufeinander folgender Peilungen von kritischen Strecken einen Hinweis, wann und in welchem Umfange Baggerungen zur Vorsorge oder zur schnellen Wiederherstellung der Sollwassertiefe notwendig sind.

Auch bezüglich der Baggerungen in den Seeschiffahrtstraßen ist zu unterscheiden zwischen den größeren Flächenablagerungen, deren Bildung vorzusehen war und deren Beseitigung in den jährlichen Arbeitsplänen bereits rechtzeitig eingeplant wird, und den plötzlich, häufig unerwartet sich bildenden begrenzten Ablagerungen, die schnell das Niveau der Sollsohle überschreiten können und dann, trotz ggf. nur kleiner Ausdehnung, die Tiefgangsmöglichkeit der Wasserstraße einschränken. Die Beseitigung dieser Ablagerungen muß daher kurzfristig eingeleitet und schnell durchgeführt werden können. Hierfür sind Geräte notwendig, die für den Einsatz keine umfangreichen und dadurch lange dauernden Vorbereitungen erfordern und die eine ggf. größere Zahl von in einem Gebiet auftretenden Strombänken möglichst gleichzeitig angreifen, zunächst abflachen und dann ganz beseitigen. Hierfür haben sich nach den Erfahrungen der letzten Jahre die Geräte als besonders geeignet erwiesen, die nicht vor Anker arbeiten, sondern in freier Fahrt baggern. Dies sind Schleppkopfsaugbagger, mit oder ggf. auch ohne eigenen Hopperraum, im letzten Fall also im Verband mit längsseit oder achteraus liegenden Schuten. Ein solches Gerät muß, wie eine Feuerwehr, zum jederzeitigen Einsatz bereit sein oder schnell von einer zur anderen Einsatzstelle verlegt werden können.

Wie auf allen Seeschiffahrtstraßen der Welt, auf die die Tide einwirkt, so ist auch auf den Wasserstraßen im deutschen Nordseeküstenraum die Schifffahrt bemüht, die Tide auszunutzen, und zwar sowohl die Strömung als auch — dies gilt für die Schiffe größerer Tiefgänge — den Tidehub. Dies bedeutet, daß die Wasserstraßen von Schiffen befahren werden, deren Tiefgang größer ist als die Wassertiefe im Fahrwasser bei Tideniedrigwasser (Tnw). Die hierin liegende Gefahr für ein Festkommen bei Tnw muß dadurch ausgeglichen werden, daß den tiefgehenden Schiffen alle Voraussetzungen dafür geschaffen werden, daß sie ihre Fahrt planmäßig der Tide anpassen und sicher durchführen können. Die Fortschrittsgeschwindigkeit des Tidescheitels beträgt in den deutschen Tidenströmen zwischen 12 und 20 Seemeilen (sm) in der Stunde. Sie ist damit größer als die Fahrtgeschwindigkeit über Grund, die große Seeschiffe bei nur geringem Abstand des Schiffsbodens von der Sohle in relativ engen Gewässern erreichen können und die im Mittel nur 11 sm in der Stunde, unter besonderen Verhältnissen auch noch wesentlich weniger, beträgt. Da die Schiffe einkommend den Hafen, also das Ende ihrer Revierfahrt, bei Tidehochwasser (Thw) oder häufig bereits etwa eine halbe bis eine Stunde vor Thw erreichen sollen, müssen sie, entsprechend dem Unterschied der Geschwindigkeiten von Tidescheitel und Schiff, von See her die Revierfahrt, d. h. die Fahrstrecke mit beschränkten Wassertiefen, bereits längere Zeit, bevor hier der Wasserstand die Tidehochwasserhöhe erreicht hat, beginnen. Der Tidescheitel läuft also mit sich verringerndem Abstand hinter dem Schiff her. Der volle Tidehub, der bekanntlich örtlich verschiedene Größe hat, ist demnach erst im Hafen nutzbar. Für Schiffe mit größerem Tiefgang, die auslaufend die Revierstrecke in entgegengesetzter Richtung befahren, sind die Verhältnisse noch ungünstiger. Diese Schiffe laufen gegen die einlaufende Tidewelle, verlassen den Hafen bereits etwa bei halber Tide, begegnen dem Tidescheitel auf der Revierstrecke und müssen sorgfältig darauf achten, daß sie bei fallendem Wasserstand die nach See zu äußerste Flachwasserstrecke so rechtzeitig passieren, daß sie hier noch ausreichende Wassertiefen haben.

Diese Überlegungen lassen erkennen, daß es von entscheidender Wichtigkeit ist, daß ein Schiff mit großem Tiefgang, einlaufend wie auslaufend, die Revierfahrt, wenn es diese einmal angetreten hat, unter allen Umständen, bei allen Sicht- und Verkehrsverhältnissen, auch planmäßig durchführt. Diese Voraussetzung wird durch folgende Verbesserungen bestehender und Schaffung neuer Einrichtungen erreicht.

Die Bezeichnung des Fahrwassers durch schwimmende Seezeichen, unbefeuerte oder befeuerte Tonnen, ist ggf. durch Auslegen zusätzlicher Tonnen zu verdichten. Hierdurch

soll einerseits dem Großschiff an jeder Stelle ein zuverlässiger Anhalt über die Lage der tiefen Rinne gegeben werden, da am Fahrwasserrand im allgemeinen bereits etwas geringere, für das Großschiff gefährliche Wassertiefen vorhanden sind. Andererseits soll die Verdichtung der Tonnen auch für kleinere Fahrzeuge, insbesondere diejenigen, die ohne Lotsen fahren und die häufig aus Vorsicht und Unsicherheit bemüht sind, in Fahrwassermitte zu fahren und damit einen Entgegenkommer oder Überholer behindern, den Fahrwasserrand so deutlich kenntlich machen, daß sie sich von der Fahrwassermitte fernhalten können. Aus diesem Grund auch hat es sich zur Erleichterung der Nachtfahrt häufig als zweckmäßig erwiesen, unbefeuerte Tonnen durch Leuchttonnen zu ersetzen. Ebenso kann es zur Vermeidung von Behinderungen durch entgegenkommenden Verkehr beitragen, wenn anstelle einer Richtfeuerlinie oder eines Leuchtfuers, die bisher vorhanden waren, zur Bezeichnung einer Fahrwasserstrecke zwei Gegenfeuerlinien errichtet werden, parallel gegeneinander versetzt, wobei jede Fahrtrichtung ihre Richtfeuer voraus hat. Hierdurch wird der Gegenverkehr ungefährlicher. Diese Anordnung setzt allerdings eine reichliche Fahrwasserbreite voraus, was nicht stets gegeben ist. Auf der Elbe zwischen Cuxhaven und Brunsbüttelkoog, wo der Verkehr durch Zusammenkommen der Hamburg-Fahrt und der Fahrt zum Nord-Ostsee-Kanal besonders stark ist, werden mehrere derartige Gegenfeuerlinien für Richtungsverkehr in den nächsten Jahren geschaffen werden.

Die gewünschte und bisher mögliche Durchschnittsgeschwindigkeit der Großschiffe in der Revierstrecke muß ggf. dann verringert werden, wenn auf neue Anlagen in Fahrwassernähe Rücksicht genommen werden muß, z. B. auf exponierte Anlegestellen, Fähren, Schiffs Liegeplätze am Fahrwasser. Die dann notwendigen Langsamfahrstrecken bedeuten eine Verlängerung der Dauer der Revierfahrt. Das Großschiff muß somit die Revierfahrt noch früher antreten, wenn der Tidewasserstand noch niedriger ist, der Tiefgang des Schiffes also nur kleiner sein darf, als es vor der Einrichtung der Anlagen, die die Fahrtgeschwindigkeit hemmen, notwendig war. Für die Elbe bedeutet z. B. eine Verlängerung der Gesamtfahrtzeit um eine halbe Stunde bereits eine Einschränkung des zulässigen Tiefgangs um fast einen Fuß. Solche zusätzlichen Anlagen in Fahrwassernähe sind daher aus der Sicht des Einsatzes von Schiffen mit großen Tiefgängen nicht erwünscht.

Von sehr großer Bedeutung für die Sicherheit der Revierfahrt für alle Schiffe, in besonderem Maße aber für die auf die Einhaltung ihres Fahrplans zwingend angewiesenen Großschiffe sind die Landradarketten. Eine Reihe von an geeigneten Punkten in Fahrwassernähe errichteten Radaranlagen übermitteln die Bilder der von ihnen eingesehenen Fahrwasserabschnitte zu einer oder zu mehreren Zentralen, die ständig mit erfahrener Personal besetzt sind. Der dort geschaffene Überblick über das ganze Revier und den jeweils vorhandenen Verkehr sowie die hier sonst gesammelten Nachrichten, die für die Schiffsführungen bzw. deren Lotsen von Bedeutung sind, ermöglichen die für die Schifffahrt wichtigen Informationen, die über UKW-Funk an die Schiffsführungen oder an die Lotsen laufend gegeben werden. Diese Verbindung ist bereits bei klarem Wetter von erheblicher Bedeutung, da die Lotsen von Großschiffen über die Radarzentrale Informationen über etwaige Unregelmäßigkeiten der Tide, insbesondere eine voraussehbare Verminderung des Tidehubs, erhalten können, ebenso auch über etwaige Verkehrsbehinderungen in der Revierstrecke. Ebenso kann die Radarzentrale die in der Revierfahrt befindlichen Schiffe ggf. rechtzeitig auf ein der besonderen Rücksicht bedürftiges Großschiff aufmerksam machen. Von entscheidender Wichtigkeit aber sind die Informationen von der Radarzentrale für das Großschiff bei schlechter Sicht oder bei unerwartet einfallendem Nebel. Die von der Radarzentrale aus dann durch am Bildschirm tätige Lotsen an die Lotsen auf den Schiffen erfolgende eingehende Beratung ermöglicht, wie eine große Zahl von praktischen Fällen erwiesen hat, die sichere Fortführung der

Fahrt mit einer dem vorgesehenen Fahrplan genügenden Geschwindigkeit. Auf den deutschen Seeschiffahrtstraßen sind Landradarketten bisher vorhanden auf der Elbe für die Fahrt von See bis an den Liegeplatz im Hamburger Hafen und auf der Außenweser von See bis Bremerhaven. Für die Fahrt von See bis Emden wird gegenwärtig eine Landradaranlage an der Ems eingerichtet. Das gleiche ist in Vorbereitung für die Jade und ist vorgeschlagen auch für die Unterweser zwischen Bremerhaven und Bremen. Für die Unterrichtung der Schifffahrt bei unsichtigem Wetter ist hier vorerst ein Sicherungsrevierfunk eingerichtet, der von einer Meldestelle in Brake betrieben wird.

Die vorstehend behandelten Maßnahmen auf den deutschen Seeschiffahrtstraßen haben nun bewirkt, daß es als nicht bedenklich beurteilt wird, Schiffe mit einem solchen Tiefgang zuzulassen, daß der Abstand zwischen dem Schiffsboden des gestoppt gedachten Schiffes und der zum Zeitpunkt des Antritts der Revierfahrt erwarteten Sohlenlage, die „Keel-Clearance“, nur 10 % des Tiefgangs des Schiffes beträgt. Dieses Maß war bereits in den letzten Jahrzehnten für die damaligen Großschiffe, die gegenüber heute geringeren Tiefgang und geringere Tragfähigkeit hatten, als ausreichend angesehen worden trotz der damals geringeren Sicherheit für die Revierfahrt. Das infolge der erheblichen Zunahme der Schiffsabmessungen jetzt zwar gewachsene Risiko wird durch die genannten Verbesserungen für die Sicherheit der Revierfahrt ausgeglichen.

Die Keel-Clearance von 10 % des Seewassertiefgangs soll das Tiefertauchen und die Vertrimmung des fahrenden Schiffes durch die Sogwirkung — den squat — erfassen, aber auch eine etwaige geringe Fahrwasseruntiefe gegenüber dem Zustand des letzten Peilplanes, ebenso eine geringe Unterschreitung der Tide gegenüber der UKW-Durchsage vor Antritt der Revierfahrt. Die letzten beiden Umstände dürften mit zusammen etwa 0,30 m angesetzt werden; für Tiefertauchen und Vertrimmung infolge der Fahrt wird für ein Schiff mit 11 m Tiefgang, also mit 1,10 m Keel-Clearance, ein Maß von ca. 0,60 m angesetzt, so daß nur ein sehr geringes Maß als Mindestwasserpolster verbleibt. Dies wird bei dem Schlick- und Sandgrund der deutschen Strommündungen noch als ausreichend angesehen. Wo, wie z. B. auf der Ems, die bezüglich der Wassertiefen kritischen Strecken stark schlickhaltigen Grund haben, wird von den Lotsen sogar eine Keel-Clearance von weniger als 10 % als tragbar angesehen.

Eine Vergrößerung der Keel-Clearance von 10 % in den Außenstrecken der Stromreviere, wo einerseits die Wassertiefen schon beschränkt sind und wo ganz allgemein mit Roll- und Stampfbewegungen der Schiffe bei Seegang gerechnet werden muß, ist nur dort angezeigt, wo nach der örtlichen Lage der Seegang nach Höhe und Länge der Wellen oder der Dünung für sehr große und lange Schiffe eine Roll- und Stampfbewegung noch verursachen könnte. Hierbei ist dann aber bezüglich der deutschen Strommündungen zu berücksichtigen, daß ein solcher Seegang eine Wetterlage zur Voraussetzung hat, bei der der Wasserstand infolge Windstau um mindestens 1 m erhöht ist. Die Voraussetzung für eine besondere Berücksichtigung von Roll- und Stampfbewegungen ist von den deutschen Strommündungen nur für die Jade gegeben. In den anderen Mündungen können infolge geschützterer Lage Roll- und Stampfbewegungen von sehr großen Schiffen an den kritischen Stellen nicht mehr eintreten.

Auf folgende Umstände muß bezüglich der Keel-Clearance noch hingewiesen werden. Das Maß von 10 % bezieht sich auf den Tiefgang des Schiffes in Seewasser. Wenn der Zielhafen sich bereits im Süßwasserbereich befindet, wo infolge des Dichteunterschiedes eine Zunahme des Tiefgangs um rd. 2 % gegenüber dem Seewasserbereich bewirkt wird, muß in diesem Bereich eine Keel-Clearance von 12 % gegenüber dem Seewassertiefgang angesetzt werden.

Es wurde darauf hingewiesen, daß das Maß von 10 % für die Keel-Clearance voraussetzt, daß vor Beginn der Revierfahrt Informationen über den Zustand des Fahrwassers

durch neueste Peilpläne vorliegen sowie eine Vorhersage über die Tide des gleichen Tages gegeben ist. Wenn dagegen über einen längeren Zeitraum die Tiefgangsmöglichkeiten für ein Fahrwasser disponiert werden sollen, müssen wegen der damit bedingten geringeren Sicherheit für Fahrwasserzustand und Tide noch etwa 1' (engl. Fuß) = ungefähr 0,30 m zu dem Maß von 10 % zugeschlagen werden. Wenn in diesen Fällen die erhöhte Keel-Clearance noch eine Unterschreitung der Normaltide um 0,35 m deckt, so sind rd. 90 % der Jahrestiden erfaßt; nur bei 10 % der Tiden ist dann eine besondere Berücksichtigung, also eine Wartezeit erforderlich.

Ein wesentlicher Anteil der Keel-Clearance von 10 % wird, wie oben gesagt, auf den squat, auf die Vertrimmung und das Einsinken infolge der Fahrt des Schiffes bei sehr geringer Bodenfreiheit gerechnet. Die Vertrimmung ist nach zahlreichen Beobachtungen für die Fahrt der verschiedenen Schiffstypen im Flachwasserbereich und bei verschiedenen Fahrtstufen sehr unterschiedlich. Die Auswirkung dieser Erscheinung und die Möglichkeiten, diese Vertrimmung zu beeinflussen, werden im Abschnitt IV. eingehender behandelt.

### **III. Anordnung, Tiefen und mögliche Schiffstiefgänge in den deutschen Seeschiffahrtstraßen: 1. Ems, 2. Jade, 3. Weser, 4. Elbe**

Nach den vorstehenden Ausführungen, die für alle deutschen Seeschiffahrtstraßen im Nordseeraum gelten, werden nunmehr für jede einzelne, von Westen nach Osten fortschreitend, Angaben über Wassertiefen, über mögliche Schiffstiefgänge und ggf.\* über Leichterungsmöglichkeiten erörtert. Es sei vorausgeschickt, daß für alle diese Seeschiffahrtstraßen, ausgenommen lediglich die Unterweser, d. h. das Fahrwasser oberhalb Bremerhaven, die größten Schiffstiefgänge einlaufend, also bei der Fahrt mit der Fluttide, auftreten. Auslaufend, bei der ungünstigeren Fahrt gegen den Flutscheitel, sind die Tiefgänge stets geringer, in der Unterweser jedoch, wenn auch selten, ebenso groß wie einlaufend.

#### **1. Die Ems (Abb. 1)**

Die Seeschiffahrtstraße Ems bildet die Zufahrt zu dem deutschen Hafen Emden, ferner zu dem niederländischen Hafen Delfzijl und den deutschen Häfen Leer und Papenburg, die jedoch nur für Schiffe geringeren Tiefgangs als Emden zugänglich sind.

Die Ems hat in ihrem Außenbereich zwei Fahrwasser, die Westerems und das Hubertgat. Die anzusteuern den Tonnen liegen bereits oberhalb der durchgehenden 20-m-Tiefenlinie auf etwa 16 und 18 m unter Seekartennull (SKN). Etwa 2 sm weiter oberhalb der Tonnen sind bereits Wassertiefen von nur etwa 12 bis 13 m unter SKN. Die Westerems hat die etwas geringeren Wassertiefen, die jedoch ausreichen für die bis Emden durchlaufenden Schiffe. Das Hubertgat wird von den Schiffen benutzt, die, wie weiter unten ausgeführt wird, die Revierfahrt unterbrechen und geleichtert werden.

Die Länge der Revierstrecke von dem Ort, wo die Schiffe mit Lotsen besetzt werden — in der Nähe der Ansteuerungstonnen — bis zum Hafen Emden beträgt durch die Westerems 39,5 sm und durch das Hubertgat 42 sm. Der mittlere Tidehub beträgt in Emden 3,02 m, an den Ansteuerungstonnen nur rd. 2,0 m. Da die Solltiefen im Fahrwasser auf Seekartennull gleich Mittelspringtideniedrigwasser bezogen werden, ist bei der Ermittlung der Gesamtfahrwassertiefe die Differenz zwischen dem Mittelspringtideniedrigwasser und dem Mitteltideniedrigwasser von rd. 0,15 m dem Tidehub zuzuschlagen. Der Tidescheitel durchläuft die Revierstrecke mit einer mittleren Geschwindigkeit von rd. 15 sm/Stunde, während das Seeschiff mit großem Tiefgang auf dieser Strecke

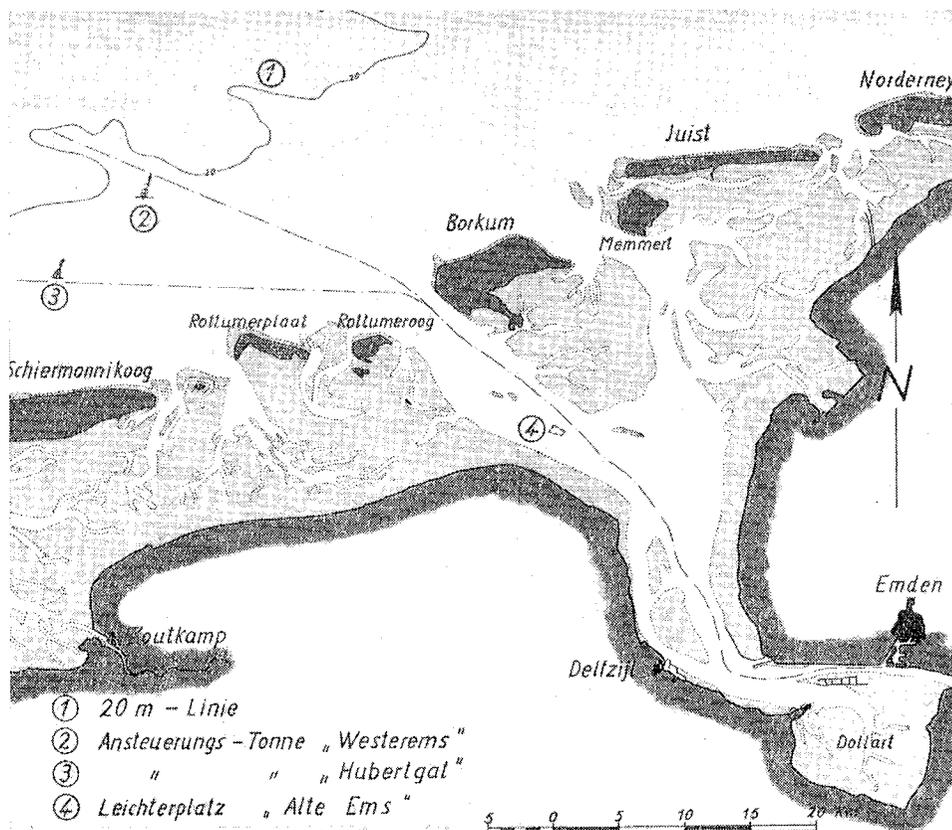


Bild 1  
 Lageplan der Ems von See bis Emden

eine Fahrtgeschwindigkeit über Grund von nur rd. 11 sm/Stunde erreicht. Die Schiffe mit dem großen Tiefgang, mit Erz für Emden, werden in den Binnenhafen eingeschleust. Wenn das Schiff bei Thw vor der Schleuse stehen soll, muß es bei den gegebenen Verhältnissen etwa eine Stunde vor Hochwasser — dann ist der Wasserstand dort 0,10 m unter Thw — an der Ansteuerungstonne die Revierfahrt antreten.

Das Ausbauziel der Ems ist bisher auf eine Wassertiefe von 8,50 m bei MSpTnw bei Emden festgelegt. Infolge der seewärts abnehmenden Größe des Tidehubs muß eine nach außen zunehmende „gleichwertige“ Wassertiefe vorhanden sein, die aber nur auf der Strecke zwischen Emden und dem noch näher zu beschreibenden Leichterplatz am Möwensteert streckenweise durch Baggerungen künstlich vorgehalten werden muß. Die dem Großschiff während der Fahrt zur Verfügung stehenden tatsächlichen Wassertiefen betragen somit von See bis Emden mindestens rd. 11,65 m. Zwischen den Ansteuerungstonnen und dem Leichterplatz sind natürliche Wassertiefen von mindestens 12,90 m vorhanden.

Das Fahrwasser der Ems hat im Außenbereich, wie alle deutschen Tidestrommündungen Sandgrund, der im oberen Bereich mehr und mehr schlickhaltig ist. Aus langjähriger Erfahrung halten die Reeder und die Lotsen für die Ems eine Keel-Clearance von 1,0 m, d. h. für die jetzigen Großschiffe rd. 9% des Seewassertiefgangs für ausreichend.

Dies gilt auch im Brackwasserbereich, d. h. für die Fahrt über den weicheren Sand-Schlickgrund. Somit können bei einer mittleren Tide Schiffe mit 35' = 10,67 m Seewassertiefgang den Emden Hafen erreichen. Es sind bisher keine Umstände eingetreten, die dieses Maß als zu risikvoll erscheinen lassen.

Die Breite der Fahrwassersohle ist im oberen Bereich, unterhalb des Emden Hafens, nur 120 m und nimmt stromab stetig zu auf rd. 200 m auf der Höhe von Borkum. Kurvenverbreiterungen sind nicht vorhanden, der kleinste Kurvenradius beträgt 2 000 m.

Der vorgenannte Tiefgang von 35' ist nun für die in den letzten Jahren gewachsenen Ansprüche der Erzfahrt nicht mehr ausreichend. Daher werden jetzt Erzschiffe größerer Tragfähigkeit und größeren Tiefgangs an einem geschützt liegenden Platz außerhalb des Hauptfahrwassers in der Alten Ems, südlich des Möwensteert, geleichtert. Die Wassertiefe beträgt hier auf einer Fläche von rd.  $800 \times 4\,000$  m mindestens 13,0, teilweise 15,0 m unter SKN. Das Großschiff geht zu Anker und wird zwischen zwei Tidehochwassern durch zwei längsseit gehende Schwimmkräne um bisher bis zu 8 000 t Ladung in Binnenschiffe geleichtert. Im Jahre 1967 sind hier bereits 23 Schiffe mit einem Tiefgang bis zu 39' und mit einer Gesamtladung von rd. 1 018 000 t um rd. 95 000 t geleichtert worden. In der Zufahrt von See durch das Hubertgat zum Leichterplatz werden im Jahre 1968 einige Mindertiefen nicht sehr großen Umfangs beseitigt, so daß draußen 11,65 m unter SKN und vor dem Leichterplatz 11,25 m unter SKN vorhanden sind, bei denen dann Schiffe mit einem Tiefgang von 42' = 12,80 m bis zum Leichterplatz gelangen werden. Diese passieren die Ansteuerungstonnen etwa eine halbe Stunde vor Thw, wenn der Wasserstand bereits praktisch den Höchststand erreicht hat. Mit zwei bis zum Frühjahr 1969 zu liefernden leistungsfähigeren Schwimmkränen werden dann zwischen zwei Tidehochwassern rd. 14 000 t geleichtert und dadurch der Tiefgang des Großschiffes mit rd. 70 000 t dw von 42' auf 35' ermäßigt werden, so daß es mit der Restladung Emden erreichen kann. Eine noch weitere Entwicklung dieses Systems bei guten Erfahrungen erscheint möglich. Ein ins Gewicht fallender Vorteil dieser Leichterungsmöglichkeit liegt darin, daß sie nicht nur planmäßig für Schiffe mit mehr als 35' Tiefgang zur Anwendung kommt, sondern daß auch Schiffe, die für die Fahrt mit voller Ladung bis Emden disponiert waren, bei etwa am Ankunftsstage vorliegenden ungünstigen Verhältnissen, schwacher Tide oder unerwarteter Sohlenerhöhung, kurzfristig etwas geleichtert werden können, die Sicherheit der Fahrt also gegenüber früheren Verhältnissen wesentlich vergrößert worden ist.

## 2. Die Jade (Abb. 2)

Die Jade ist die von Natur aus günstigste deutsche Seeschiffahrtstraße und weist die größten Wassertiefen auf. Sie ist die Zufahrt zu dem größten deutschen Ölumschlagplatz, der Ölpier in Wilhelmshaven, und zum Binnenhafen Wilhelmshaven. An der Ansteuerungstonne sind noch Wassertiefen von mehr als 17 m unter SKN vorhanden. Ein günstiger Anschluß an die 20-m-Linie unter SKN ist gegeben. Die sehr großen Tanker müssen von der Ansteuerungstonne ab die Fahrt nach Wilhelmshaven nach der Tide einrichten. Diese Revierstrecke bis zur Ölpier in Wilhelmshaven ist 42 km = 22,7 sm lang. Der mittlere Tidehub beträgt am Beginn der Revierfahrt 2,70 m, an der Ölpier 3,40 m. Die Laufzeit des Tidescheitels beträgt für diese Strecke 65 Minuten, was einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 21 sm/Std. entspricht. Demgegenüber ist auch für diese Revierfahrt für die Großtanker nur mit einer Fahrtgeschwindigkeit über Grund von 11 sm/Std. zu rechnen. Wenn das Schiff den Anfangspunkt der Revierfahrt 50 Minuten vor dem dortigen Hochwasser passiert, ist es etwa bei Hochwasser an der Ölpier und führt die Festmachemanöver bei beginnender Ebbe durch, wofür ausreichende Wassertiefen vorhanden sind.

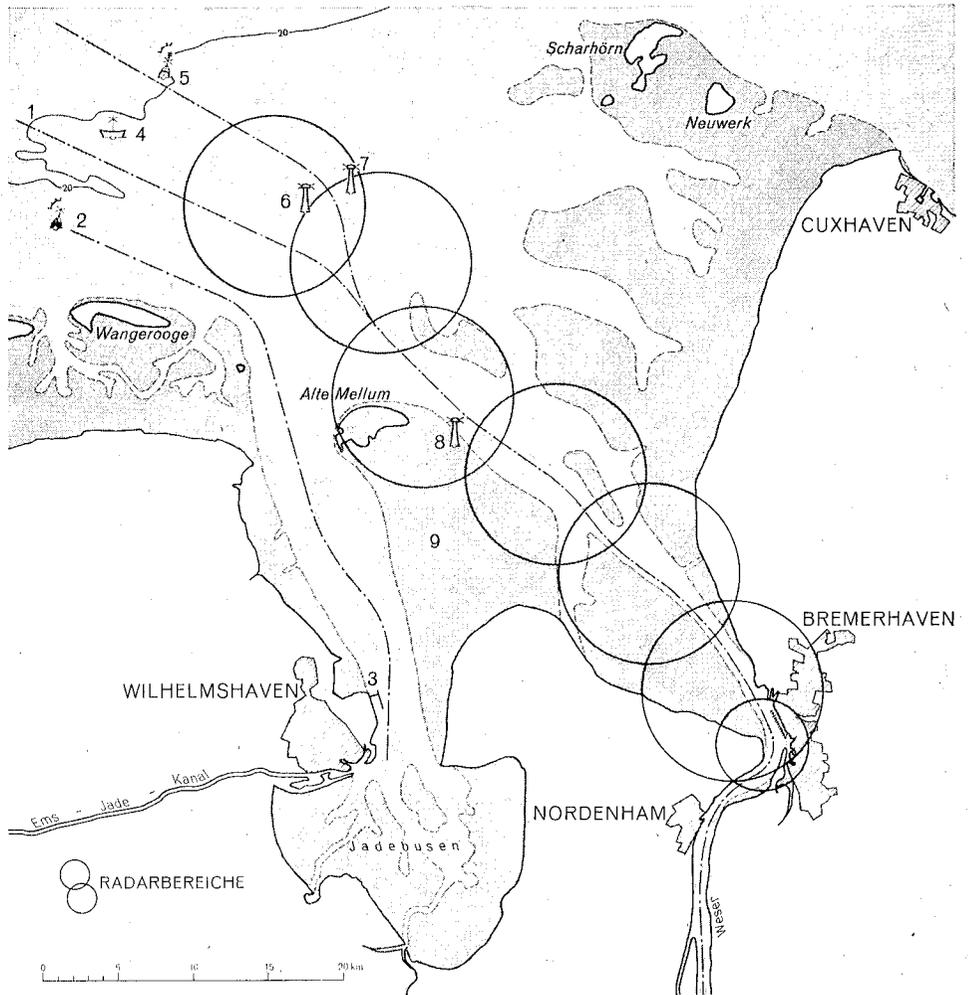


Bild 2  
Lageplan der Jade und der Weser von See bis Bremen

Nach mehreren Ausbaustufen war Mitte 1967 eine durchgehende Sohlentiefe von 13,00 m unter SKN erreicht. Danach konnten Großtanker von rd. 48' = 14,60 m Tiefgang die Ölpier in Wilhelmshaven erreichen.

Gegenwärtig wird die Jade auf eine Sohlentiefe von 15,00 m unter SKN an der Ölpier in Wilhelmshaven und auf 16,10 m unter SKN am seewärtigen Anfangspunkt der Revierstrecke fallender Sohle ausgebaut, womit „gleichwertige“ Wassertiefen geschaffen werden. Diese Differenz berücksichtigt den kleineren Tidehub und den Einfluß des Seegangs im Außenbereich. Von außen nach innen abnehmend beträgt die Keel-Clearance für die Jade 12% bzw. 10%. Ein Brackwasserzuschlag für die Keel-Clearance ist für die Jade nicht erforderlich, da kein einflußreicher Binnenzufluß stattfindet. Anlagen oder Einrichtungen am Fahrwasser, die zu einer Ermäßigung der Fahrtgeschwindigkeit der Großtanker im Revier zwingen, sind nicht vorhanden. Nach Erreichung des Ausbauziels können etwa Ende 1970 Großtanker von etwa 170 000 tdw mit einem Tiefgang von 55' = 16,78 m die Ölpier in Wilhelmshaven anlaufen.

Die Erfahrungen bei dem derzeitigen Ausbau werden zeigen, in welchem Umfang eine weitere Vertiefung des Jadedefahrwassers technisch und finanziell vertretbar ist. Für den Fall, daß in weiterer Zukunft die Ausbaumöglichkeiten erschöpft sein sollten, wird die Leichterung der sehr großen Tanker auf See unter Berücksichtigung der in der Nordsee gegebenen Verhältnisse, ggf. im Raum Helgoland, zu prüfen sein.

Für die Fahrwassersohlenbreite ist vorerst eine Mindestbreite von 300 m vorgesehen. Der kleinste Kurvenradius beträgt 1500 m. Es ist nicht ausgeschlossen, daß Fahrwasserverbreiterungen, insbesondere in Kurven, notwendig werden. Zwischenreedern sind nicht vorhanden. Belegung und Umschlag an der Ölpier in Wilhelmshaven bedürfen einer sorgfältigen Planung und Durchführung. Vor der Einfahrt in die Revierstrecke sind flächen- und tiefenmäßig ausreichende Warteplätze vorhanden. Die Fahrt der Großtanker von diesen Warteplätzen nach Wilhelmshaven sollte möglichst nicht unterbrochen werden. Es sind daher Maßnahmen anzustreben, die das Versetzen der Lotsen für Großtanker vor der Jademündung bereits an den Warteplätzen ermöglichen.

### 3. Die Weser (Abb. 2)

Die Weser bildet die Zufahrt zu den Häfen Bremerhaven, Nordenham, Brake und Bremen-Stadt. Die Ansteuerung der Weser von See her kann durch zwei Fahrwasser, von Westen und von Nordwesten her, erfolgen. Die äußersten Schifffahrtzeichen, das Feuerschiff Weser und die Schlüsseltonne, liegen 1 bis 3 sm oberhalb der durchlaufenden 20-m-Linie auf 17 bis 18 m unter SKN. Die Gesamtstrecke von hier bis zu den stadtbremischen Häfen beträgt rd. 126 km oder 68 sm. Die Revierstrecke, für die die Wassertiefen den Fahrplan der Großschiffe bestimmen, beginnt jedoch erst 16 sm oberhalb des Feuerschiffes, auf der Höhe des Leuchtturms Hoheweg. Die somit für die vorliegenden Betrachtungen maßgeblichen Entfernungen sind dann bis Bremerhaven 28 km oder 15 sm, bis Nordenham 37 km oder 20 sm, bis Brake 54 km oder 29 sm und bis zu den stadtbremischen Häfen rd. 92 km oder 50 sm. Der mittlere Tidehub beträgt im äußersten Bereich, beim Leuchtturm Rotersand 2,79 m, er nimmt zu bis Nordenham auf 3,48 m und beträgt noch 3,41 m in Bremen-Stadt.

Aus morphologischen und hydrologischen, aber auch aus verkehrlichen Gründen ist es geboten, die Weser in zwei Abschnitten getrennt zu betrachten, die Außenweser von See bis Bremerhaven und die Unterweser oberhalb Bremerhaven bis Bremen-Stadt.

In der Außenweser beträgt die Fortschrittsgeschwindigkeit des Tidescheitels rd. 19 sm/Std., die Fahrtgeschwindigkeit tiefgehender Seeschiffe über Grund hingegen hier

nur 12 bis 14 sm/Std. Wenn das für Bremerhaven bestimmte Großschiff den Hafen — Seeschleuse oder Pier am Strom — bei Thw erreichen soll, muß es den maßgebenden Punkt bezüglich der Wassertiefen — auf der Höhe des Leuchtturms Hoheweg — etwa eine Stunde vor Hochwasser an diesem Ort passieren, wo dann der Wasserstand auf 2,90 m über SKN gestiegen ist. Die Außenweser hat z. Z. eine Wassertiefe bei SKN von mindestens 11,0 m; für die Keel-Clearance wird im Seewasser ein Maß von 10 ‰, im Süßwasser — das bereits für Bremerhaven zu rechnen ist — 12 ‰ des Seewassertiefgangs gefordert. Unter diesen Voraussetzungen ist gegenwärtig ein Tiefgang von 12,50 m = 41' bis Bremerhaven möglich. Im Jahre 1968 wurde eine Vertiefung der Außenweser um 1,0 m auf 12,0 m unter SKN in Angriff genommen, so daß demnächst ein Tiefgang von 13,50 m = 44'4" bis Bremerhaven möglich sein wird.

Die Fahrwasserbreite beträgt in der Außenweser mindestens 200 m, eine Verbreiterung ist nicht beabsichtigt, ebenso keine Kurvenerweiterungen, da das Fahrwasser sehr gestreckt ist und der kleinste Kurvenradius 2 700 m beträgt.

Für die Unterweser gelten beschränktere Bedingungen. Die Fortschrittsgeschwindigkeit des Tidescheitels beträgt zwischen Bremerhaven und Bremen-Stadt rd. 16 sm/Std. Die Fahrtgeschwindigkeit über Grund ist für das einlaufende Schiff auf dieser Strecke im Mittel 9,2 sm/Std., für das auslaufende 8,6 sm/Std. Die Fahrtverminderung des ausgehenden Schiffes ist dadurch bedingt, daß es anfangs gegen den Flutstrom läuft. Die gegenüber dem Außenbereich und gegenüber anderen Seeschiffahrtstraßen kleineren Fahrtgeschwindigkeiten sind eine Folge davon, daß das Fahrwasser streckenweise, zumindest einseitig noch, sehr beengt ist und zwischen Bremerhaven und Bremen eine große Zahl von Anlagen am Strom — Fähren, Stromkajen, Anleger — eine Fahrtverminderung erfordern.

Die Sohle des Fahrwassers steigt kurz oberhalb Bremerhaven von 11,0 m unter SKN, der Wassertiefe der Außenweser, auf 9,0 m unter SKN bis Nordenham. Oberhalb Nordenham springt die Sohle auf 8,10 m unter SKN, bleibt bis Vegesack etwa in dieser Höhe und fällt auf der letzten Strecke vor den stadtbremischen Häfen auf 8,90 m unter SKN. Die langgestreckte Sohlenerhöhung zwischen den tiefer abfallenden Strecken oberhalb und unterhalb verhindert einerseits ein zu tiefes Absinken des Tnw der Unterweser, bewirkt andererseits gleichwertige Wassertiefen für die Fahrt zwischen Bremen und Bremerhaven, einlaufend wie auslaufend, bei richtiger Nutzung der Tide.

Das von See für die stadtbremischen Häfen bestimmte Schiff großen Tiefgangs richtet die Fahrt so ein, daß es den Hafen mit Thw erreicht. Da die Fahrzeit von 3<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Stunden ab Bremerhaven wesentlich länger ist als die Laufzeit der Tidewelle von 2,0 Stunden, passieren diese Schiffe Bremerhaven 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Stunden vor dem örtlichen Hochwasser und werden bis zum Hafen von dem Tidescheitel eingeholt. Mit einer Keel-Clearance von 12 ‰ gegenüber dem Seewassertiefgang kann das Schiff unter den genannten Bedingungen 9,60 m = 31'6" tief gehen. Es ist ein Ausbau der Unterweser beabsichtigt, durch den die Sohle um etwa 1 m auf 9,0 bis 10,0 m unter SKN vertieft werden soll. Wenn dies erreicht ist, werden bei einer Anpassung an die Tide Schiffstiefgänge von 10,50 m = 34'6" bis Bremen möglich sein.

Die Fahrwassersohlenbreiten betragen in der Unterweser z. Z. in der oberen Strecke auf rd. 10 km nur 100 m, auf weitere 25 km bis Elsfleth 120 m und anschließend bis Bremerhaven 150 m. Bei dem beabsichtigten Ausbau sollen sie oberhalb Brake auf 150 m, unterhalb Brake auf 200 m gebracht werden. Wenn der Kurvenradius größer als 2 000 m ist, wird von Kurvenerweiterungen abgesehen.

#### 4. Die Elbe (Abb. 3)

Die Elbe ist diejenige der deutschen Tidewasserstraßen, in deren äußeren Bereich die 20-m-Tiefenlinie von See her hineinreicht. Die gesamte Revierstrecke, von Feuerschiff Elbe 1 bis zum Beginn des Hamburger Hafens, als der die Hafenslotstation am Seemannshöft gerechnet wird, beträgt 136 km = 73 sm. Für die Betrachtung über Wassertiefen und Tiefgänge ist jedoch nur die Strecke ab Tonne 5 auf der Höhe der Watteninsel Scharhörn, wo sich an den Ausläufern des Neuen Luechtergrundes und des Mittelgrundes die Tiefen schnell verringern, zu rechnen. Von hier bis zum Hamburger Hafen sind es 116 km = 63 sm und bis zur Abzweigung des Nord-Ostsee-Kanals und dem neuen Elbehafen Brunsbüttelkoog 49 km = 27 sm. Die weiteren Häfen an der Unterelbe kommen für Großschiffe nicht in Betracht.

Der mittlere Tidehub beträgt bei Tonne 5 2,90 m und nimmt bis Hamburg ab auf 2,40 m. Das Thw tritt bei Tonne 5 um  $4\frac{3}{4}$  Stunden früher ein als in Hamburg-Seemannshöft, d. h. die Tidewelle hat auf dieser Strecke eine durchschnittliche Fortschrittsgeschwindigkeit von 13,4 sm/Std. Im äußeren Bereich ist diese Fortschrittsgeschwindigkeit größer, im inneren Bereich kleiner als der genannte Durchschnittswert. Ein Großschiff braucht mit der durchschnittlichen Geschwindigkeit über Grund von 11 sm/Std. für die Revierstrecke ab Tonne 5  $5\frac{3}{4}$  Stunden. Wenn es eine Stunde vor Hochwasser den Hafen erreichen soll, was im allgemeinen notwendig ist, muß es demnach zwei Stunden vor Hochwasser die Tonne 5 passieren, wo dann der Wasserstand erst 2,45 m über Tnw beträgt, also 0,45 m weniger als der volle Tidehub. In Hamburg ist der Tidehub eine Stunde vor Thw erst 2,20 m, 0,20 m weniger als der volle Tidehub. Der obere Teil der Revierstrecke oberhalb Glückstadt liegt bereits im Südwasserbereich, so daß die Keel-Clearance, bezogen auf den Seewassertiefgang von 10 % im Seebereich zunehmend auf 12 % in Hamburg anzusetzen ist.

Das Fahrwasser ist in mehreren Ausbaustufen verbessert worden, vertieft und verbreitert. Die letzte durchgeführte Ausbaustufe hatte eine Mindestwassertiefe bei Tnw von See bis Hamburg 11,0 m als Ziel. Gegenwärtig ist der Ausbau auf 12,0 m bei Tnw im Gange. Die Fahrwassersohlenbreite wird im oberen Bereich mindestens 200 m, streckenweise 250 bis 300 m, im unteren Bereich 400 m betragen. Dabei werden auf der oberen Strecke in Fahrwasserkrümmungen mit dem Radius von weniger als 2 000 m Erweiterungen vorgesehen. Im Jahre 1968 kann mit einer Mindestwassertiefe von 11,30 m bei Tnw gerechnet werden. Unter Berücksichtigung der genannten Bedingungen können Schiffe von 39' = 11,89 m Seewassertiefgang den Hamburger Hafen erreichen.

Günstiger sind die Verhältnisse für den Elbehafen Brunsbüttelkoog; da das für diesen Platz bestimmte Großschiff sich enger dem Tidescheitel anpassen kann, die Wassertiefen in der unteren Strecke schon etwas größer sind als weiter oben und da die Dichteverhältnisse nur einen geringen Einfluß auf die Tauchtiefe haben, können jetzt bereits Schiffe von 42' = 12,80 m Seewassertiefgang bis zum Elbehafen Brunsbüttelkoog gelangen. Für den Nord-Ostsee-Kanal ist dies allerdings ohne Bedeutung, da dieser nur von Schiffen mit Tiefgängen bis 9,5 m durchfahren werden kann.

Nach der Durchführung des 12-m-Ausbaus — etwa Ende 1970 — werden Tiefgänge bis 41'6" = 12,65 m bis Hamburg und Tiefgänge bis 44' = 13,40 m bis Brunsbüttelkoog möglich sein. Da der Tidehub von See bis Hamburg abnimmt, da außerdem die Dichteverhältnisse in der oberen Strecke ein tieferes Einsinken des Schiffes bewirken, ist es angezeigt, in der oberen Strecke etwas größere Wassertiefen zu haben als im unteren Bereich, d. h. gleichwertige Wassertiefen für die ganze Revierstrecke anzustreben. Dies wäre der Fall, wenn bei einer Wassertiefe von 12,0 m unter SKN im äußeren Bereich ab Tonne 5 die Tiefe im oberen Bereich zunimmt auf 12,50 m bei Tnw in Hamburg. Dieser Feinausbau,

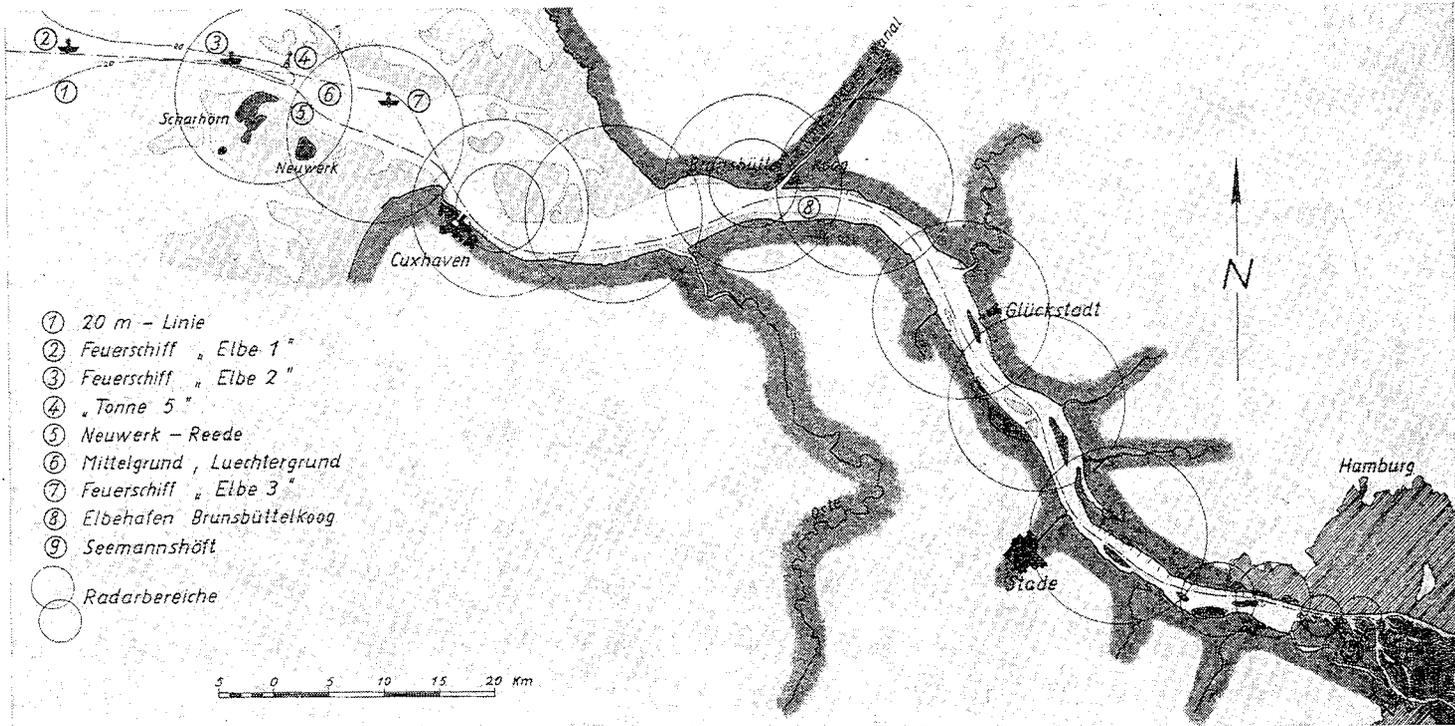


Bild 3  
Lageplan der Elbe von See bis Hamburg

das dem jetzigen folgende Ausbauziel, wird dann Tiefgänge von 43' = 13,10 m bis Hamburg ermöglichen. Die Erfahrungen nach Durchführung dieser Ausbaumaßnahmen werden die Entscheidung ermöglichen, ob noch weitere Ausbaustufen in Angriff genommen werden sollen.

Bisher wurde vorausgesetzt, daß das Schiff die verhältnismäßig lange Revierfahrt von See bis Hamburg mit vollem Tiefgang und ohne Unterbrechung durchführt. Es wird zu prüfen sein, ob eine Zwischenreede, ein Anker- oder ein Anlegeplatz etwa auf halber Strecke, noch Vorteile brächte für eine Erhöhung der Sicherheit der Revierfahrt und durch eine engere Anpassung an den Tidescheitel und damit ggf. eine Vergrößerung des Tiefganges bei Aufteilung der Revierfahrt auf zwei Tiden. Demgegenüber sind jedoch die nicht unerheblichen Schwierigkeiten zu berücksichtigen, die bei den nautischen Manövern des Großschiffes in den engen Verhältnissen bei der Zwischenreede auftreten.

Andererseits sind mit einer Zwischenreede im Außenbereich bereits gute Erfahrungen gemacht worden. In der Außenelbe, unterhalb Tonne 5, wurden auf einer Reede bei der Insel Neuwerk eine größere Zahl von Tankern mit im Durchschnitt 46'6" Tiefgang und 85 000 t Ladung, insgesamt 38 Schiffe, um je rd. 30 000 t geleichtert. Dabei ging das Großschiff zu Anker, ein oder gleichzeitig zwei T2-Tanker gingen längsseit, die Ladung wurde übergepumpt. Es sind hierbei keinerlei Schwierigkeiten eingetreten. Längsseit- und Anlegemanöver konnten bis Windstärke 6 durchgeführt werden. Es besteht kein Zweifel, daß hier Leichterungen auch von Tankern wesentlich größerer Tragfähigkeit möglich wären.

Es sind auch Untersuchungen durchgeführt worden über die Möglichkeit des Baus eines Vorhafens für große Schiffe im Raum der Inseln Neuwerk und Scharhörn. Diese Untersuchungen hatten ein positives Ergebnis; eine Entscheidung über den Bau dieses Hafens ist noch nicht getroffen.

Schließlich sei noch mitgeteilt, daß mehrere Schiffe von 320 m Länge, Ladefähigkeit rd. 200 000 tdw, in Ballastfahrt die Elbe bis Hamburg befahren haben, obwohl die im Rahmen des 12-m-Ausbaus vorgesehenen Fahrwasserbreiten und Kurvenerweiterungen noch nicht hergestellt sind. Es unterliegt keinem Zweifel, daß 200 000-t-Tanker mit einer Teilladung von 100 000 bis 120 000 t später Hamburg werden erreichen können.

#### IV. Verhalten großer Schiffe in flachen Gewässern

##### 1. Allgemeiner Überblick

Wie in den vorhergehenden Abschnitten schon hervorgehoben wurde, kommt unter den die Zufahrt zu Häfen wesentlich beeinflussenden Faktoren dem Verhalten eines großen Schiffes bei der Fahrt in Gewässern, die im Verhältnis zu seinem Tiefgang flach und ggf. auch zu seiner Querschnittsfläche eng sind, eine besondere Bedeutung zu. Über dieses Problem eine hinreichend sichere Kenntnis zu gewinnen, wurde in jüngerer Zeit in dem Maße dringender, in dem die Entwicklung der Größe und damit des Tiefganges dieser Großschiffe einen stürmischen Verlauf nahm (Bild 4).

In der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (VWS) wurde daher eine Versuchsreihe unternommen mit dem Ziel, allgemein verwertbare Unterlagen dem Wasser- und Hafengebauer für seine Zwecke zur Verfügung zu stellen. Es ist zwar schon in der Literatur gelegentlich über Ergebnisse angestellter Untersuchungen berichtet worden, doch handelte es sich zumeist um spezielle Einzelfälle, deren Probleme mit Modellversuchen oder Versuchen mit Großausführungen zu lösen versucht wurde.

Die in der VWS vorgenommenen Modellversuche, über deren Ergebnisse nur auszugsweise in gedrängter Form berichtet werden kann, erstreckten sich auf zwei der heute gängigen Tanker- und Bulkcarriergrößen mit den in der Tabelle angegebenen Abmessungen. Sie wurden bei verschiedenen Wassertiefen untersucht, wobei die kleinste Wassertiefe den vielerorts als praktischen Grenzfall angesehenen Zustand erfaßte. Neben der Ermittlung des Leistungsbedarfs wurde ein besonderes Augenmerk den in Fahrt eintretenden Absenkungen gewidmet. Da es denkbar war, daß diese Absenkungen von dem heute üblicherweise angeordneten, den Vorsteven überragenden völligen Bugwulst beeinflusst werden, sind die Modelle mit und ohne Bugwulst gefahren worden.

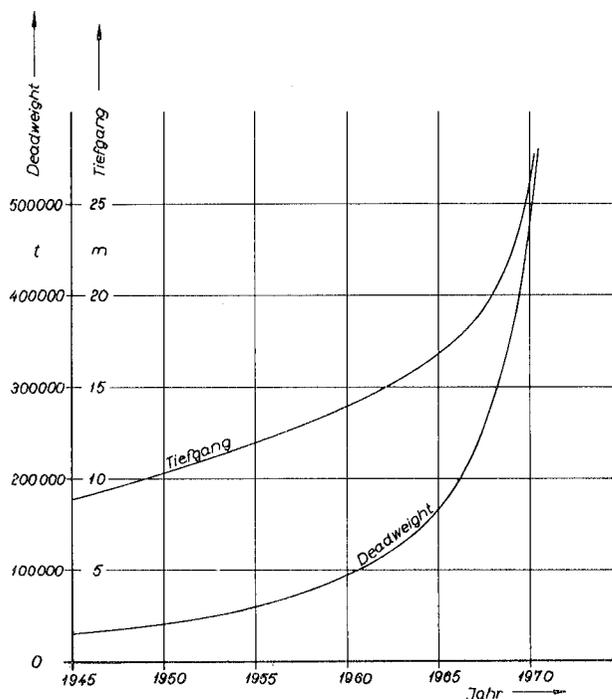


Bild 4  
Entwicklung der Größe und des Tiefganges von Tankern

**Hauptabmessungen der untersuchten Typen**

LWL	209 m	313,5 m
L <sub>PP</sub>	204 m	306 m
B	31 m	46,5 m
T	11,85 m	17,8 m
$\Delta$	62 000 t	210 000 t
$\delta_{PP}$	0,825	0,83
D	6,4 m	9,3 m
P <sub>D</sub>	ca. 17 000 PS	30 000 PS
n	ca. 130 /min	80 /min
v	17 kn	17 kn

## 2. Veränderung der Strömungsverhältnisse bei Fahrt auf flachem Wasser

Um ein in tiefem Wasser fahrendes Schiff bildet sich entsprechend den aus der dreidimensionalen Potentialströmung um den Schiffskörper ableitbaren Druckänderungen eine Niveaustörung der Oberfläche aus, die das primäre Wellensystem erzeugt, das mit der Schiffsgeschwindigkeit fortschreitet und dessen Wellenlänge nach der allgemein angewendeten Theorie der Trochoiden-Welle zur Schiffsgeschwindigkeit in einem festen Verhältnis steht,

$$v = c = \sqrt{\frac{g \cdot \lambda}{2 \pi}}$$

mit der Wellenfortschrittsgeschwindigkeit  $c$  und der Wellenlänge  $\lambda$ . Im flachen Wasser erfolgt die Orbitalbewegung der Wasserteilchen nicht mehr auf angenäherten Kreisbahnen, sondern wird zunehmend elliptisch. In die Beziehung zwischen Schiffsgeschwindigkeit bzw. gekoppelter Wellenfortschrittsgeschwindigkeit und Wellenlänge geht nun auch die Wassertiefe  $h_0$  ein,

$$v = c = \sqrt{\frac{g \cdot \lambda}{2 \pi} \cdot \tanh \cdot \frac{2 \pi \cdot h_0}{\lambda}}$$

Nach der Schlichtingschen Hypothese ist der Wellenwiderstand im flachen Wasser in erster Näherung abhängig von der Wellenlänge des sekundären Wellensystems. Gleiche Wellenlänge und damit auch gleicher Wellenwiderstand führen zu einem Verhältnis der Geschwindigkeiten im flachen und tiefen Wasser von

$$\frac{v_h}{v_\omega} = \sqrt{\tanh \frac{2\pi \cdot h_0}{\lambda}} = \sqrt{\tanh \frac{g \cdot h_0}{v^2 \omega}}$$

Die von Schuster [5] mitgeteilte Auswertung dieser impliziten Gleichung ergibt mit kleiner werdender Wassertiefe ein ebenfalls abnehmendes Verhältnis der korrespondierenden Geschwindigkeiten, bis bei Erreichen der Stauwellengeschwindigkeit  $c = \sqrt{g \cdot h_0}$  die theoretische Grenze erreicht ist.

Neben dieser Beeinflussung des Wellenwiderstandes tritt dadurch, daß die beschränkte Wassertiefe die dreidimensionale Umströmung des Schiffes stört und sie in einen mehr zweidimensionalen Zustand mit höheren Strömungsgeschwindigkeiten übergeht, auch ein Ansteigen des Reibungswiderstandes ein. Haupteinflußgrößen hierfür sind die Hauptspantfläche des Schiffes und die Wassertiefe. Während für den Wellenwiderstand die Wassertiefe allein maßgebend ist, tritt beim Reibungswiderstand noch mit der Hauptspantfläche eine schiffsform-abhängige Größe hinzu, die besonders bei völligen Schiffen mit einem von der Wassertiefe nur wenig verschiedenen Tiefgang überwiegende Bedeutung gewinnt.

## 3. Auswirkungen auf Antriebsleistung, Trimm und Tauchung

Aus den getrennt ermittelbaren Einflüssen auf Wellen- und Reibungswiderstand ergibt sich der im flachen Wasser starke Anstieg des Leistungsbedarfes, den als Beispiel Bild 5 mit den für das 62 000-t-Schiff bei verschiedenen Wassertiefen ermittelten Werten zeigt. Die erreichbare Geschwindigkeit sinkt von rd. 17 kn im tiefen Wasser auf 12 kn bei einer den Tiefgang um 10 % übersteigenden Wassertiefe, wobei noch hervorgehoben werden muß, daß die Antriebsanlage nun auch nicht mehr ihre volle Nennleistung abgeben kann, da der Propeller wegen des erforderlichen höheren Schubes und des im flachen Wasser merklich ansteigenden Mitstroms stärker belastet ist und ein entsprechend höheres Drehmoment erfordern würde, was ein Dieselmotor z. B. nicht aufzubringen in der Lage wäre.

Für den hierauf zurückzuführenden Abfall der zur Verfügung stehenden Leistung gibt die eingezeichnete Kurve der Grenzleistung einen Anhalt. Bei der zunehmenden Steilheit der Leistungskurven erscheint es zudem unzweckmäßig, die Leistung voll auszufahren, da der Geschwindigkeitsgewinn sehr gering ist. In diesem Fall betrüge der Geschwindigkeitsgewinn bei einer Leistungssteigerung um 50% von 9 000 auf 13 000 PS nur etwa 1 kn.

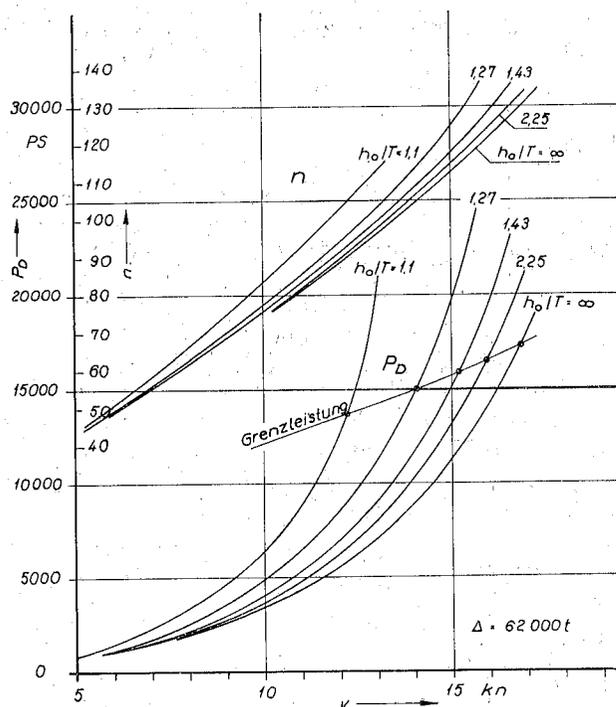


Bild 5  
Zunahme der Antriebsleistung im flachen Wasser

Die aus der Potentialströmung um den Schiffskörper herrührenden Druckänderungen haben, wie oben erwähnt, eine Niveaustörung der Oberfläche zur Folge, in die das Schiff entsprechend dem zu tragenden Verdrängungsgewicht einsinkt. Neben einer Tiefer-tauchung ist damit auch eine Vertrimmung verbunden, die in den für normale Schiffe in Frage kommenden Geschwindigkeitsbereichen vorlastig ist. Sekundäre Einflüsse für die Erscheinung sind die Wirkung des arbeitenden Propellers und die auf der Orbitalbewegung der Wasserteilchen beruhende scheinbare Auftriebsverminderung des Wassers in den sich bildenden Wellen, der sog. Smith-Effekt. Tiefer-tauchung und Vertrimmung sind abhängig von der Geschwindigkeit und nehmen allgemein mit ihr zu.

Bei einer Beschränkung der Wassertiefe und den auf einen kontinuierlichen Übergang zum zweidimensionalen Strömungszustand beruhenden erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten bilden sich stärkere Niveaustörungen aus und es treten damit größere Tiefer-tauchungen und Vertrimmungen ein. Es ließe sich, da die Oberflächenstörung seitlich ab-klingt, vermutlich eine fiktive Breite ansetzen, innerhalb deren man unter Annahme einer

seitlichen Abklingsfunktion über die Bernoullische- und die Kontinuitätsgleichung die Niveaustörung am Schiff und die daraus folgende Tauchungs- und Trimmänderung errechnen könnte. Es fehlt hierzu aber noch an zuverlässigen Unterlagen. Das Ergebnis der vorgenommenen Messungen für beide Schiffstypen, jeweils mit und ohne Bugwulst

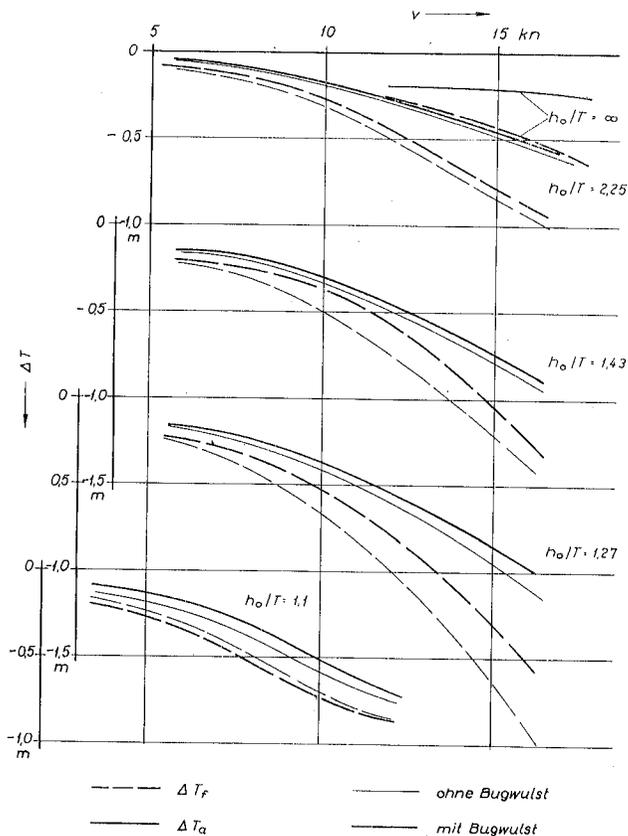


Bild 6  
Eintauchungen am vorderen und hinteren Lot für einen Tanker mit 62 000 t Verdrängung

ist in den Bildern 6 und 7 wiedergegeben. Das Schiff ohne Bugwulst zeigt dabei zunächst mit flacher werdendem Wasser eine größere Vertrimmung und größere Eintauchung. In extrem flachem Wasser liegt die Vertrimmung jedoch bei etwa gleicher mittlerer Eintauchung etwas günstiger, doch sind die Unterschiede praktisch vernachlässigbar klein. Dieser Trimmunterschied dürfte auf die durch die Wirkung des Bugwulstes gegenüber dem Schiff ohne Bugwulst verminderte Bugwelle und durch Spiegelungswirkung am Boden verstärkte Unterdrücke zurückzuführen sein, während in nur mäßig flachem Wasser das Bugwulstwellensystem die primäre Wellenbildung am Schiff, besonders im Bereich der vorderen Schulter, beeinflusst und so auf Trimm und Tauchung vermindern wirkt. Von der Schiffsform her läßt sich danach im Rahmen des möglichen Spielraumes kein ins Gewicht fallender Einfluß auf die Tauchungsänderungen im sehr flachen Wasser nehmen.

Hervorgehoben zu werden verdient die Feststellung, daß bei gleicher Geschwindigkeit die absoluten Werte der Absenkungen auch bei Schiffen stark unterschiedlicher Größe annähernd gleich bleiben. Dies ist damit zu erklären, daß das große Schiff relativ langsamer und mit entsprechend geringerer Wellenbildung fährt. Bei gleichen relativen Geschwindigkeiten, die durch die Froudesche Tiefenzahl ausgedrückt werden, sind die

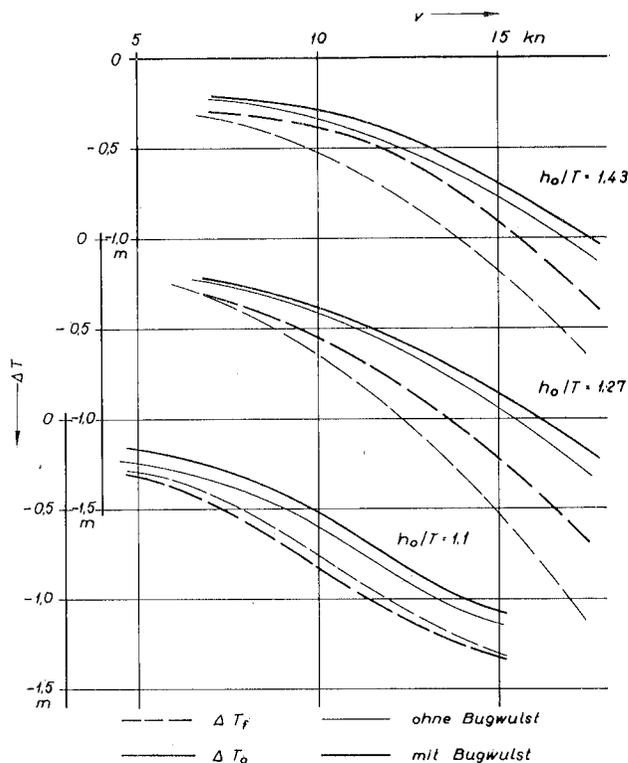


Bild 7

Eintauchungen am vorderen und hinteren Lot für einen Tanker mit 210 000 t Verdrängung

relativen Tauchungen dagegen gleich (s. Bild 8). Im ganzen ergibt sich über der Wassertiefe kein zunehmender Verlauf der Tauchungen, wie man aus dem Verhalten beim Übergang in flacheres Wasser schließen könnte. Im extrem flachen Wasser kann sich unter dem Schiffsboden nur eine sehr geringe Strömungsgeschwindigkeit mit entsprechend höherem Druck ausbilden. Daneben sorgt die Propellerwirkung für höhere Übergeschwindigkeiten am Heck, was die vorlastige Vertrimmung verkleinert. Der verbleibende vorlastige Trimm ist so gering, daß es nicht lohnt, zu seinem Ausgleich dem Schiff eine Vorvertrimmung zu geben, um damit sein Fahrverhalten zu verbessern. Wenn bei gleichlastigem Trimm auch kaum die Gefahr besteht, daß bei einer Grundberührung Propeller oder Ruder beschädigt werden, so ist doch bei leicht vorlastigem Trimm eine Berührung am Bug als risikoloser anzusehen. Im Fall des mäßig flachen Wassers, in dem die vorlastige Vertrimmung in Fahrt größer ausfällt, besteht genügend Sicherheit, womit auch hier keine Notwendigkeit zur achterlastigen Vorvertrimmung vorliegt.

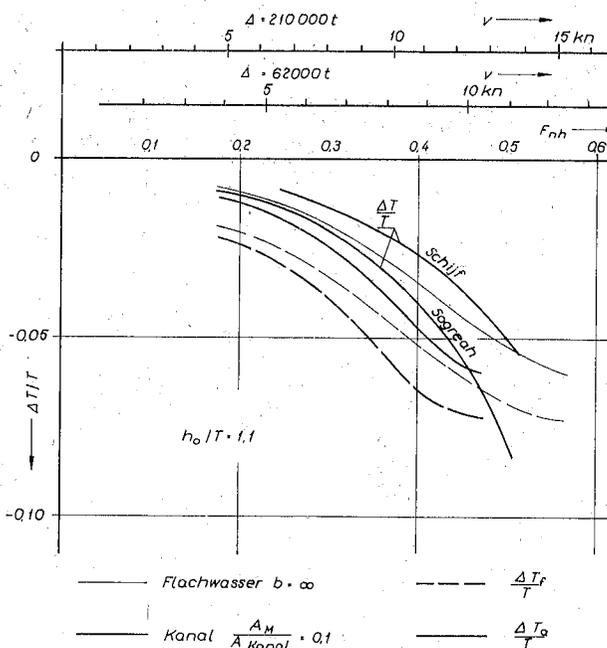


Bild 8  
Eintauchungen bei Fahrt im flachen Wasser und im Kanal

#### 4. Verhalten bei Kanalfahrt

Kommt zu der Tiefenbeschränkung noch eine der Breiten hinzu, wird die Niveauabsenkung allgemein nach dem Kreitnerschen Ansatz ermittelt, wobei allerdings eine parallele Spiegelabsenkung neben dem Schiff angenommen wird. Schijf [4] setzt diese Spiegelabsenkung gleich der Tiefertauchung des Schiffes. Das kann allenfalls nur angenähert gelten, da die Wellenbildung am Schiff unberücksichtigt bleibt und auch die Annahme paralleler Absenkung, also über den Querschnitt konstanter Strömungsgeschwindigkeit, wie Schuster [5] feststellte, erst in relativ engen Kanälen erfüllt wird. Daneben ist eine eventuelle Vertrimmung vernachlässigt. Tatsächlich zeigen auch die in der VWS gewonnenen Ergebnisse eine größere Eintauchung, als sie sich nach diesem vereinfachten Ansatz ergeben müßte. Auch die nach dem von Hay [7] mitgeteilten graphischen Verfahren der Sogreah bestimmten Werte liegen im unteren Geschwindigkeitsbereich vergleichsweise niedrig (s. Bild 5), geben aber für die Kanalfahrt bei praktisch in Frage kommenden Geschwindigkeiten einen guten Anhalt.

In der Kanalfahrt ist jedoch noch mit weiteren Einflüssen zu rechnen, die zu einer Vergrößerung von Vertrimmung und Tiefertauchung führen. Sie treten auf, wenn das Schiff nicht in Kanalmitte fährt und wenn sich zwei Schiffe vergleichbarer Größe begegnen. Die unsymmetrische Lage des Schiffes im Kanal zieht auch eine Unsymmetrie der Umströmung nach sich. Daneben wird im Fall der Begegnung der Kanalquerschnitt durch den zweiten Schiffskörper weiter verengt, woraus schon bei Ansetzen der Bernoullischen und der Kontinuitätsgleichung ein weiteres Absenken des Wasserspiegels folgt. Die von Hay angeführten Ergebnisse des David Taylor Model Basin zeigen allein bei exzentrischer Kanalfahrt einen Zuwachs bis zu 50%, zu dem dann noch der Einfluß des begegnenden Schiffes hinzukommt, so daß durchaus eine Verdopplung der ursprünglichen

Werte des allein in Kanalmitte fahrenden Schiffes eintreten kann. Hier scheint für das Fahren im sehr flachen Wasser mit begrenztem Querschnitt die größte Gefahrenquelle für Grundberührungen vorzuliegen. Es ist jedoch zu berücksichtigen, daß der Begegnungsvorgang im wesentlichen instationär verläuft und daß die aus der Unsymmetrie der Strömung herrührenden Querkräfte das Kursverhalten der Schiffe beeinflussen und die damit verbundenen Schwierigkeiten beim Steuern auch im praktischen Betrieb zu einer Fahrtverminderung zwingen, die geschwindigkeitsabhängigen Eintauchungen also vermindert werden und die Gefahr einer Grundberührung zumindest nicht größer wird.

**5. Manövrierverhalten**

In bezug auf das Manövrierverhalten ergeben sich im flachen Wasser und im Kanal kaum Schwierigkeiten. Die für eine Anlaufgeschwindigkeit von 11 kn gemessenen Stoppweglängen und Stoppzeiten zeigten eine stetige Abnahme mit flacher werdendem Wasser. Es wurde jeweils auf voll zurück umgesteuert. Bild 9 gibt dieses Verhalten für den 62 000-t-Typ wieder. Hier wirkt sich der im flachen Wasser größere Schiffswiderstand günstig aus. Daneben ist zu berücksichtigen, daß der Propeller bei Vorausfahrt bei kleinerer Wassertiefe in einem zunehmend größer werdenden Mitstrom arbeitet — für die kleinste Wassertiefe beträgt die ermittelte Mitstromziffer immerhin rd. 80 % — womit die Verhältnisse beim Umsteuern günstiger werden und ein größerer Schub aufgebracht werden kann.

Der allmähliche Übergang zu einem zweidimensionalen Strömungszustand schafft auch für die Steuerfähigkeit bessere Bedingungen. Die mit gleichem Deviationswinkel erzeug-

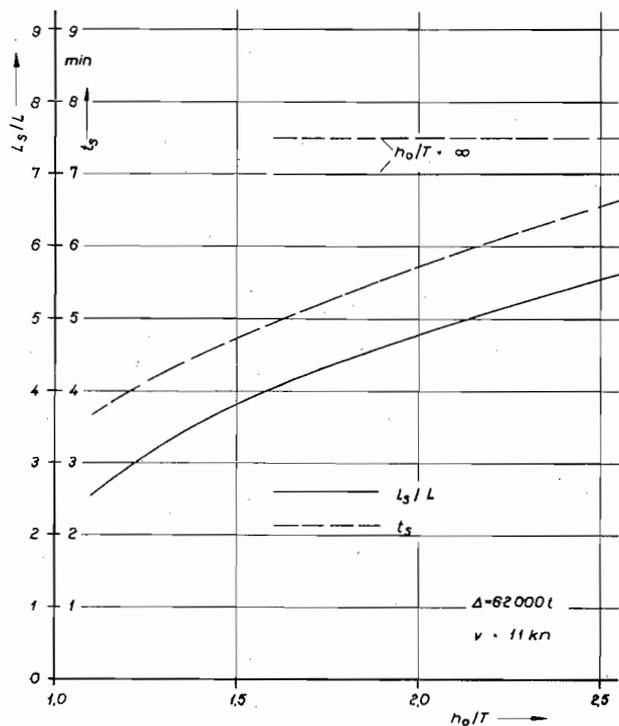


Bild 9  
Stoppweglängen und Stoppzeiten

baren Querkräfte werden, wenn keine zusätzlichen äußeren Störeinflüsse, wie z. B. Kanalböschungen oder Begegner, hinzukommen, größer. Obwohl die Steuerfähigkeit nicht beeinträchtigt ist, muß doch darauf hingewiesen werden, daß beim Begegnen das Kurshalten wegen der zeitlich sich ändernden und in ihrer Größe im voraus kaum abschätzbaren Querkräfte aus der gegenseitigen Beeinflussung der Begegner bedeutend erschwert ist und großes Geschick erfordert.

Bei nicht arbeitendem Propeller ist das Schiff wegen des hohen Mitstromes und der dadurch sehr geringen Anströmgeschwindigkeit des Ruders praktisch steuerlos und kaum auf Kurs zu halten, da die erzeugbaren Ruderkräfte nicht mehr ausreichen, auf das Schiff ein genügend großes Rückdrehmoment aufzubringen. Im praktischen Betrieb wird es daher notwendig, rechtzeitig vor möglichen Gefahrensituationen mit der Fahrt herunterzugehen und später mit dem Propeller die Ruderwirkung zu erhöhen, zumal die Beschleunigungswirkung des Propellers bei der großen Massenträgheit des Schiffes erst langsam zu einer Geschwindigkeitserhöhung führt.

**6. Beeinflussung der Fahrwassersohle durch den Propeller**

Bei Schiffen, die in einer den Tiefgang nur wenig übersteigenden Wassertiefe fahren, arbeitet der Propeller sehr dicht über der Sohle. Hier kommt es zu einem Angriff der Sohle durch den Propellerstrahl, über dessen Auswirkungen es wichtig erscheint, sich einen Überblick zu verschaffen. In der VWS angestellte Untersuchungen über die Verhältnisse auf Binnenwasserstraßen lassen sich zwar wegen der Verschiedenheit der Geschiebe nicht ohne weiteres auf andere Reviere übertragen, erlauben aber doch einige Schlüsse. Naturgemäß sind Abstand des Propellerkreises vom Boden und sein

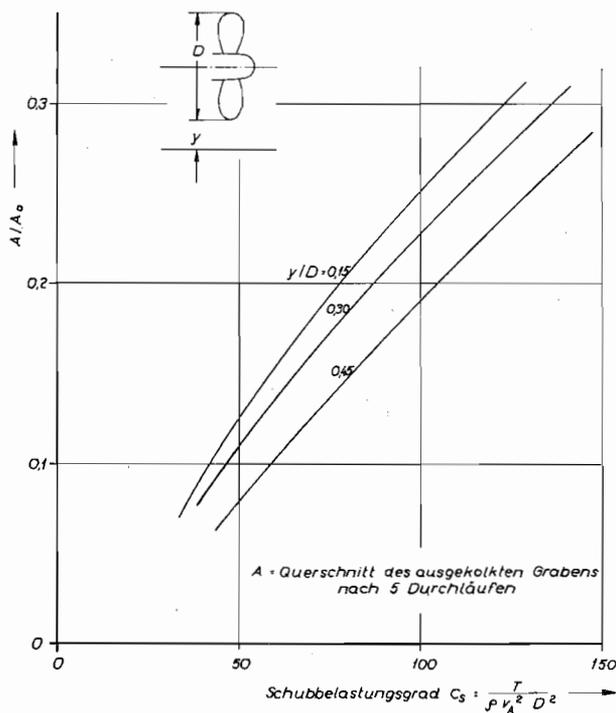


Bild 10  
Beschädigung der Sohle durch arbeitende Propeller

Schubbelastungsgrad wesentliche Einflußgrößen. Den Zusammenhang dieser Größen mit dem nach fünf Durchläufen ausgespülten Grabenquerschnitt im stromlosen Wasser zeigt Bild 10. In strömendem Wasser wird die kritische Sohlschubspannung eher überschritten und die Kurven verschieben sich zu kleineren Schubbelastungsgraden. Einige nicht systematische Versuche mit Geschiebe kleineren Korndurchmessers, wie es in verschiedenen deutschen Seewasserstraßen anzutreffen ist, gaben den Hinweis, daß dort der ausgekolkte Grabenquerschnitt wesentlich größer ist. In dem für die Tankerfahrt auf flachem Wasser in Betracht kommenden Bereich der Schubbelastungsgrade entspricht er nach fünf Durchläufen fast der Propellerquerschnittsfläche. Interessant ist es nun, die Auswirkungen zu überdenken. In Gebieten mit überlagerter Grundströmung, wie dies in Flußmündungen der Fall ist, wird der vom Propellerstrahl, besonders bei feinerem Geschiebe oder Schlick, aufgewirbelte Boden nur zu einem Teil sich wieder in der gebaggerten Fahrrinne ablagern. Wesentliche Anteile werden von der Strömung in danebenliegende Gebiete getragen, bevor sie absinken. Es tritt also der etwas kuriose Fall ein, daß ein Schiff selbst an der Erhaltung oder Vertiefung der Wasserstraße beteiligt ist. In Konsequenz weitergedacht, könnte eine Vorgabe der einzuhaltenden Bahn innerhalb der Fahrrinne die Unterhaltskosten einer Wasserstraße durch Baggerungen merklich verringern. Tatsächlich bestätigen auch vorliegende Erfahrungen einen Rückgang der notwendigen Baggerarbeiten, wenn viele große Schiffe die Wasserstraße befahren haben.

### 7. Praktische Folgerungen

Die aus den Modellversuchen erhaltenen Ergebnisse lassen sich nun mit hinreichender Genauigkeit verallgemeinern und auf die verschiedenen deutschen Seeschiffahrtstraßen anwenden. Hierzu berechtigt die Tatsache, daß die als Grenzschiffe anzusehenden Schiffe meist Tanker oder Bulkcarrier sein werden, die von ihren Formparametern her wie Völligkeitsgrad, Verhältnis Länge zu Breite und Breite zu Tiefgang untereinander sehr ähnlich sind und insofern auch ein ähnliches Verhalten zeigen werden. Andererseits ergibt sich aus den im Abschnitt III gemachten Angaben über die zur Verfügung stehenden Wassertiefen, daß der mögliche Spielraum der Schiffsgrößen in den einzelnen Revieren noch verhältnismäßig eng ist und damit die für ein 62 000-t-Schiff ermittelten relativen Werte in dem in Frage kommenden Bereich der Schiffsgrößen gelten können.

Zur praktischen Anwendung wurde das Diagramm Bild 11 zusammengestellt, das über dem Verhältnis Wassertiefe zu Tiefgang den nach Eintauchung und Vertrimmung in Fahrt am tiefsten Punkt des Schiffes verbleibenden und auf die Wassertiefe bezogenen Restabstand zum Boden, die relative Keel-Clearance in Fahrt

$$k = 1 - \frac{T + \Delta T}{h_0} ,$$

mit der Geschwindigkeit als Parameter zeigt. Es erschien ausreichend, die Werte der Fahrt auf seitlich unbeschränktem Wasser heranzuziehen, da in den in Betracht kommenden Revieren neben den gebaggerten Fahrrienen weniger tiefe, aber doch so breite Wasserflächen liegen, daß mit einem Kanaleinfluß nur in sehr geringem Maße zu rechnen ist. Für die Revierfahrt wurde allgemein eine Geschwindigkeit von 11 kn über Grund angenommen. Die erforderlichen Geschwindigkeiten durch das Wasser liegen, da mit einer auflaufenden Strömung bis zu 2 sm/h zu rechnen ist, zwischen 9 und 11 kn. Beide Geschwindigkeitsgrenzen sind im Diagramm hervorgehoben. Auch bei den kleinsten untersuchten Wassertiefen verbleiben dann noch rd. 30 bzw. 50 % der Keel-Clearance in Ruhe, die als Sicherheit für Ungenauigkeiten im Peilplan und in der Vorhersage des Tideverlaufs angesetzt werden können.

Diese Ungenauigkeiten sind unabhängig von Schiffsgröße oder Typ und wurden zusammen mit 0,3 m angegeben. Mit diesem absoluten und gleichbleibenden Sicherheitszuschlag werden die Verhältnisse günstiger mit steigender Schiffsgröße. Trotzdem ist das verbleibende Restwasserpolster unter dem tiefsten Punkt des Schiffes sehr gering und würde je nach Geschwindigkeit für den 62 000-t-Typ zwischen 9 und 28 cm liegen. Eine notwendige Voraussetzung für einen so geringen Bodenabstand ist ein weicher

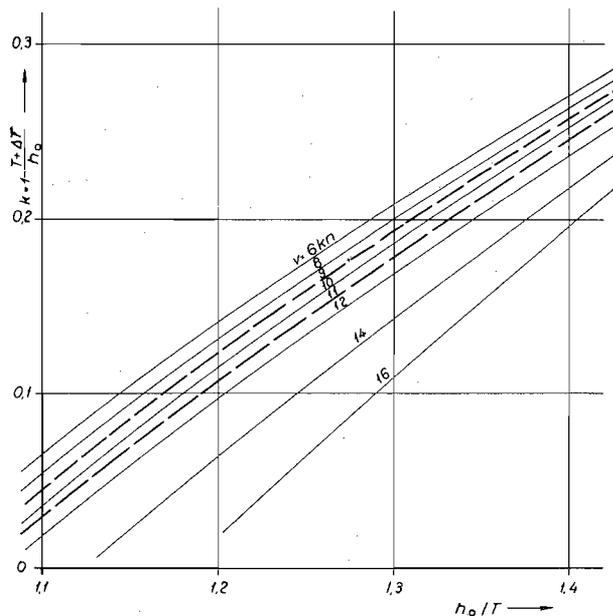


Bild 11  
Relative Keel-Clearance in Fahrt

Boden, der eine etwaige Grundberührung nicht zu einer Gefahr für das Schiff werden läßt. Der weiche Schlick- oder Sandgrund in den deutschen Seeschiffahrtstraßen erfüllt diese Voraussetzung, so daß hier tatsächlich bis an die unterste Grenze gegangen werden kann, zumal auch als weiterer Einfluß Seegang ausscheidet, der in diesen Revieren nicht in der Stärke zu erwarten ist, daß er bei den betrachteten großen Schiffen zu merklichen Bewegungen führt. Eine Keel-Clearance in Ruhe von 10 % des Tiefgangs ist damit auch nach den Modellversuchen ein zulässiges Maß. Der eventuelle Übergang von Salz- in Frischwasser ist allerdings zusätzlich zu berücksichtigen.

Werden im Zuge des weiteren Ausbaus der Wasserstraßen größere Tiefgänge ermöglicht, kann, da die Geschwindigkeiten und Sicherheitszuschläge in absoluter Höhe gleichbleiben, diese Schiffe sich aber relativ günstiger verhalten, durchaus daran gedacht werden, das Maß der Keel-Clearance in Ruhe noch unter 10 % zu legen.

**Literatur**

- [1] Memmen, E., Kapitän;  
Schiffswege zu den Haupthäfen Nordeuropas  
Oel — Zeitschrift für die Mineralölwirtschaft  
Juli 1967
- [2] Petersen, Henry, Kapitän;  
Über das Verhalten von großen Schiffen auf flachem Wasser in Kanälen und Revieren  
„Die Kommandobrücke“, Januar 1967, S. 2—3
- [3] Wetzels, Günter, Dipl.-Ing.;  
Schiffsgröße und Tiefgang auf der Elbe  
Hansa 1967, S. 666—670
- [4] Schiff, M.I.B. Section 1, Communication 2,  
XVII Congress, Permanent International Association of Navigation Congresses, 1949,  
und Section 1, Communication 1, XVIII Congress
- [5] Schuster, S., Dr.-Ing.;  
Untersuchungen über Strömungs- und Widerstandsverhältnisse bei der Fahrt von  
Schiffen in beschränktem Wasser  
Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, 46. Band 1952, S. 244—280
- [6] Dickson, A.F., Captain;  
Die „Underkeel-Clearance“  
Hansa 1968, S. 493—498
- [7] Hay, Duncan;  
Harbour Entrances, Channels and Turning Basins  
The Dock and Harbour Authority 1968, S. 269—276

## Abteilung II — Seeschifffahrt

### Thema 4

#### Verhalten der Küsten. Bodenbewegung durch Seegang und Strömungen. Modellversuche und Beobachtungen in der Natur.

von

Dipl.-Ing. Helmut Fahse, Wissenschaftlicher Angestellter, Bundesanstalt für Wasserbau — Außenstelle Küste — Hamburg; Dr.-Ing. Harald Göhren, Forschungsgruppe Neuwark, Cuxhaven; Dr.-Ing. Hans Laucht, Erster Baudirektor, Strom- und Hafенbau, Hamburg; Dipl.-Ing. Dr.-Ing. E. h. J. M. Lorenzen, Präsident a. D., Vorsitzender des Küstenausschusses Nord- und Ostsee, Kiel; Dipl.-Geologe K.-W. Ruck, Bundesanstalt für Wasserbau — Außenstelle Küste — Hamburg; Dr. rer. nat. Gyula Samu, Bundesanstalt für Wasserbau — Außenstelle Küste — Hamburg; Ernst Schnoor, Wissenschaftlicher Angestellter, Bundesanstalt für Wasserbau — Außenstelle Küste — Hamburg; Dipl.-Ing. Heinz Schulz, Regierungsbaudirektor a. D., Bundesanstalt für Wasserbau — Außenstelle Küste — Hamburg; Dr.-Ing. Hans Vollmers, Wissenschaftlicher Angestellter, Bundesanstalt für Wasserbau — Außenstelle Küste — Hamburg.

#### Zusammenfassung

Sandbewegung im deutschen Küstenbereich als küstengestaltender Faktor

Die gegenwärtige Küstenform im Bereich der südlichen und östlichen Nordsee mit den vorgelagerten Watten ist das Ergebnis säkularer, im wesentlichen durch Gezeiten und Wind ausgelöster, bis in die Gegenwart fortwirkender Naturvorgänge. Der Meeresboden der Nordsee und des landnahen, bis zu 30 km breiten, dem Festland vorgelagerten Wattsockels besteht in den oberen Schichten überwiegend aus holozänen Sedimenten, die in örtlich verschiedener Mächtigkeit auf pleistozänen Sanden liegen. Die Sedimente an der Oberfläche des Meeresbodens werden in der freien Nordsee durch Seegang und Strömung aufgenommen und transportiert. Umfang und Hauptbewegungsrichtung des Sandbewegungstransportes sind noch weitgehend unbekannt. Es wird angenommen, daß die in der freien See bewegten Sedimente zum Teil bis in das Wattenmeer und an die Küsten gelangen. Mit einiger Sicherheit kann man annehmen, daß außerdem im Bereich des Anstiegs des Meeresbodens aus der See zum hohen Watt, wo der Seegang in Brandung übergeht, zumindest an der südlichen Küste der Nordsee ein küstenparalleler Transport von Sand stattfindet. Über die Art und den Umfang dieses Transportes ist außer durch morphologische Rückschlüsse ebenfalls wenig bekannt.

Die Wirkung der den Sedimenttransport auslösenden Naturvorgänge im küstennahen Bereich ist bei einer Sedimentzufuhr für den Schutz gefährdeter Küsten im allgemeinen ein Gewinn (positive Sandbilanz), für die Erhaltung und Verbesserung von Seewasserstraßen aber meist von mehr oder weniger großem Nachteil. Umgekehrt kann ein nach See zu oder durch küstenparallele Vorgänge bewirkter Sedimentabtrag dem Schutz der Küsten gefährlich werden; er kann dagegen für die Maßnahmen zur Verbesserung der Wasserstraßen nützlich sein (negative Sandbilanz).

Da die Sedimentbewegung alle technischen Maßnahmen zum Schutz der Küste und zur Erhaltung des Wattsockels ebenso wie diejenigen zur Erhaltung und Verbesserung der

Seewasserstraßen stark beeinflusst, ist es von entscheidender Bedeutung, die Ursachen des Sedimenttransportes, die Richtung und Menge des bewegten Materials zu kennen. Infolge der mangelhaften Kenntnis der physikalischen Vorgänge bei der Aufnahme und dem Transport des Sedimentes und der Schwierigkeit, die Vorgänge exakt durch Messung des überwiegend in Bodennähe bewegten Materials zu erfassen, hat man sich bisher meist mit indirekten Schlußfolgerungen aus den Ergebnissen, von Strömungsmessungen und morphologischen Vergleichen geholfen, deren Ergebnisse aber nicht befriedigen konnten.

Ein vor kurzem angelaufenes „Schwerpunktprogramm“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft, das die Untersuchung der „Sandbewegung im deutschen Küstenbereich“ zum Gegenstand hat, soll im Wege der Grundlagenforschung die physikalischen Vorgänge bei der Sandbewegung aufhellen und Methoden zur einwandfreien Messung und der Mengenbestimmung des Sandtransportes entwickeln. Dieses Programm befaßt sich zunächst mit den Vorgängen, die in der freien See wirksam sind und von hier aus die Vorgänge in Küstennähe mehr oder weniger stark beeinflussen. Es wird daher geraume Zeit vergehen, bis hier erste Ergebnisse vorliegen. Die akuten Sorgen um den Schutz der Küste und die Verbesserung der Seewasserstraßen machen jedoch alljährlich Entscheidungen über technische Planungen und Maßnahmen notwendig, die sich auf eine möglichst gute Kenntnis der im näheren Küstenbereich wirksamen Naturvorgänge stützen müssen. Mit der Klärung dieser Vorgänge sind seit Jahren eine Reihe von Untersuchungs- oder Forschungsstellen der für Küstenschutz und Seewasserstraßen verantwortlichen Fachverwaltungen befaßt. Sie untersuchen vor allem die Sedimentbewegung auf dem Watt und in dessen Tiderinnen mit Hilfe von Strommessungen, teilweise unter Verwendung von Leitstoffen, morphologischen Vergleichen sowie durch Modell und Rechnung. Aus diesen verschiedenen praktischen Zwecken dienenden Untersuchungen sind im folgenden fünf Beispiele ausgewählt, in denen die Methoden und Ergebnisse z. T. noch der Bestätigung durch Naturmessungen bedürfen und daher noch nicht als allgemein gültig angesehen werden können, sie geben aber gute Hinweise für die Untersuchung ähnlich gelagerter Probleme.

1. Das erste Beispiel behandelt eine Teiluntersuchung über den Sedimenttransport auf dem Watt, und zwar im Bereich der Elbmündung mit Hilfe von Seegangsbeobachtungen, Strömungs- und Leitstoffmessungen:

Während die Gezeitenströmungen im hohen Watt im allgemeinen nur schwach ausgeprägt sind, treten unter Windeinwirkung verhältnismäßig starke Triftströmungen auf. Triftströmungen und Seegang haben größeren Einfluß auf die Materialbewegung in den flachen Wattgewässern als die Gezeitenströmungen.

Aus Messungen mit Leitstoffen und synoptischen Strombeobachtungen lassen sich Zusammenhänge zwischen den Transportkräften und der Sandbewegung an der Sohle erkennen. Auf sandigen Wattböden wird infolge der Orbitalbewegung auch bei Strömungen, die im Bereich oder unterhalb der kritischen Geschwindigkeiten liegen, Material bewegt. Der Materialtransport findet im wesentlichen an der Wattoberfläche statt und erfaßt nur eine wenige Zentimeter starke Bodenschicht (Laucht/Göhren).

2. Ein weiterer Beitrag befaßt sich allgemein mit der Methode der Leitstoffuntersuchungen und der Auswertung und Deutung ihrer Ergebnisse, hauptsächlich in den Tiderinnen und Seewasserstraßen im Wattbereich:

Die bisher entwickelten Verfahren und Rechnungen für die quantitative Bestimmung der Sandbewegung an der Sohle von Küsten- und Tidegewässern mit Hilfe von Tracern befriedigen nicht. Sie gehen von Voraussetzungen aus, die in der Natur nicht oder nur selten erfüllt sind. An Hand von Beispielen wird gezeigt, wie in besonderen

- Fällen die Untersuchungsergebnisse im Bereich der Küsten- und Tidegebiete der Bundesrepublik Deutschland in quantitativer Hinsicht ausgewertet werden können (Schulz / Ruck).
3. Unter Zuhilfenahme von morphologischen Vergleichen und Leitstoffversuchen wird im 3. Beispiel der Vorgang der Sandbewegung in der Jade untersucht:  
Man kann verallgemeinernd sagen, daß die Quelle des wandernden Sandes in der Nordsee zu suchen ist. Es treten gleichzeitig verschiedene Nährgebiete auf. Die Transportrichtungen können nicht immer eindeutig bestimmt werden. Der vor den west- und ostfriesischen Inseln vorbeifließende Sandstrom trifft die innere Deutsche Bucht und führt so zur ausgeprägten Verlandung. Eine der Haupterscheinungen des Sandtransportes sind die submarinen Sanddünen und analogen Formen, die ein System veränderlicher temporärer Umlagerungsoberflächen darstellen. An Hand von Beispielen aus zwei Untersuchungsbereichen wird gezeigt, wie durch die Erforschung dieser Formen Aussagen über die natürliche Entwicklung der küstenferneren Gebiete und Ästuarien gewonnen werden können (Samu).
4. Im Wege von Modellversuchen und durch Rechnung wird der Gang und das Ergebnis einer Untersuchung über Feststoffbewegung bei Strömungen wiedergegeben:  
Vermittels harmonisch oszillierender Bewegung einer künstlichen Sandsohle hat H. A. Einstein in Laborversuchen die „mobilisierte“ Sandmenge in quantitativen Zusammenhang gebracht mit der Amplitudenfunktion der „Scherströmung“ in der Grenzschicht an der Meeressohle und dem Durchmesser und spezifischen Gewicht des Sandkorns.  
Anknüpfend an Einsteins Versuchsergebnisse werden hier die im „Tiefwasser“ sowohl durch einheitliche Dünungswellen als auch durch die spektrale Windsee mobilisierten Sandmengen mathematisch formuliert (Fahse / Schnoor).
5. Das 5. Beispiel versucht eine mathematische Ableitung der Sedimentbewegung infolge Seegang und Strömung:  
Der Bewegungsbeginn und das Transportverhalten von Sedimenten in einer Strömung ist für die Beurteilung von Sohlumbildungen in offenen Gerinnen von Bedeutung. Bei der Vielzahl von möglichen Variablen lassen sich jedoch durch dimensionslose Parameter für richtungskonstante Strömungen allgemein gültige Aussagen machen, die dann in entsprechender Form für die praktische Anwendung geeignet sind (Vollmers).

### Inhalt

	Seite
1. Über den Sandtransport im Wattenmeer .....	245
1.1 Die Wattsedimente .....	245
1.2 Die Transportkräfte .....	246
1.21 Tideströmungen .....	246
1.22 Triftströmungen und Seegang .....	247
1.3 Beobachtungen der Sandbewegung mit Luminophoren im Neuwerker Watt	248
1.31 Strömungen und Materialausbreitung .....	249
1.32 Die Schichtstärke des bewegten Sandes .....	254
2. Auswertung und Deutung von Sandbewegungen in Tidegewässern mit markierten Leitstoffen unter besonderer Berücksichtigung des derzeitigen Standes der quantitativen Aussagen .....	255

	Seite
2.1 Verfahren und Untersuchungen zur Messung der Sandbewegung in den Küstengebieten und Flußmündungen der Bundesrepublik Deutschland .....	255
2.2 Quantitative Ausdeutung der Meßergebnisse .....	256
3. Untersuchung über die Entwicklung des Bodenreliefs in Ästuarien mit sandigem Untergrund mit Hilfe von morphologischen Methoden .....	263
3.1 Zur Frage der Herkunft und der Bewegung des Sandes in der südlichen Nordsee .....	263
3.2 Sandbewegung in Ästuarien: Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen ...	264
3.21 Echogramme von Tonnenlegern .....	264
3.22 Veränderung des Bodenreliefs im Wangerooger Fahrwasser .....	267
4. Bodenbewegung durch Seegang und Strömungen .....	270
4.1 Allgemeines .....	270
4.2 Im Tiefwasser mobilisierte Sandmengen .....	272
4.21 Durch einheitliche Dünungswellen im Tiefwasser mobilisierte Sandmenge ..	272
4.22 Mathematische Formulierung der durch glatten spektralen Seegang mobilisierten Sandmenge .....	273
4.3 Zur Verwendung von Airy's Wellentheorie .....	275
4.4 Über die Grenzen der Anwendbarkeit des Verfahrens .....	275
5. Feststoffbewegung bei Strömungen .....	275
5.1 Allgemeines .....	275
5.2 Dimensionslose Parameter .....	276
5.3 Der Beginn des Feststofftransportes .....	277
5.31 Bonnefille, Pernecker, Vollmers .....	277
5.32 Dou Go-zen .....	280
5.4 Der Feststofftransport .....	282

## 1. Über den Sandtransport im Wattenmeer

### 1.1 Die Wattsedimente

Das Sohlenmaterial des Wattenmeeres besteht überwiegend aus Feinsand der Fraktion 0,06 bis 0,2 mm. Es kann also durch Strömungsgeschwindigkeiten, die 30 bis 50 cm/s erreichen, aufgenommen und transportiert werden, wenn man die bekannten Beziehungen von HJULSTROM zugrunde legt.

Je nach dem Schluffgehalt des Wattbodens unterscheidet man Sandwatt, Schlicksandwatt und Schlickwatt, wobei diese Grenzen fließend und nicht verbindlich definiert sind. Sandiges Watt wird vornehmlich im äußeren Wattengürtel angetroffen, Schlickwatt in Küstennähe, in geschützten Buchten oder im Brackwasserbereich der Tideflüsse.

Der Schluffgehalt ist maßgebend für die Erodierbarkeit der Wattböden. Schlickwattböden setzen der Erosion, d. h. der Aufnahme von Sohlenmaterial durch die Strömung größeren Widerstand entgegen als sandige Böden. Dabei spielt auch das Alter der Sedimente und die biologische Besiedlung eine Rolle.

Die von HJULSTROM angegebenen Erosions- und Transportgrenzgeschwindigkeiten lassen sich nicht vorbehaltlos auf die Verhältnisse im Wattenmeer anwenden. Die Grenzgeschwindigkeiten können bei konsolidierten, biologisch „gebundenen“ Schlickwattböden höher, bei stark turbulenten Strömungen, insbesondere bei auftretenden Orbitalströmungen, niedriger liegen.

## 1.2 Die Transportkräfte

Periodische Gezeitenströmungen, Seegang und Triftströmungen transportieren das Sohlenmaterial und formen die Wattlandschaft. Aus umfangreichen Strömungsmessungen in den Mündungswatten der Elbe konnten einige Aufschlüsse über die Strömungsvorgänge im Wattenmeer und ihren Einfluß auf den Materialtransport gewonnen werden.

### 1.21 Tideströmungen

Außerhalb der Priele und Wattströme, das heißt auf den hohen, ausgedehnten Wattplatten, treten im allgemeinen nur sehr geringe Strömungen bei normalem, meteorologisch nicht gestörten Gezeitenablauf auf. Bild 1 zeigt die im Neuwerker Watt an 113 Meßstationen beobachteten Maximalgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide. Wegen des großen Datenumfangs und der Verteilung der Stationen in einem rund 200 km<sup>2</sup> großen Wattgebiet können die Verteilungskurven als repräsentativ gelten. Sie zeigen, daß die maßgebenden kritischen Grenzgeschwindigkeiten in vielen Fällen bei normaler Gezeitenbewegung nicht erreicht oder nur geringfügig (und kurzfristig) überschritten werden.

Bedingt durch die Asymmetrie der Tidebewegung in Küstennähe (der Flutast der Tidekurve wird steiler, der Ebbeast flacher) sind die maximalen Flutstromgeschwindigkeiten im statistischen Mittel größer als die  $V_{\max}$  bei Ebbe. Die Verteilungskurven in Bild 1 geben einen Hinweis auf das geologische Phänomen der Wattbildung. Wenn bei normaler Gezeitenbewegung überhaupt Material bewegt wird, so überwiegt in Flutstromrichtung, von den Stromrinnen auf die hohen Wattplatten, also wattaufbauend.

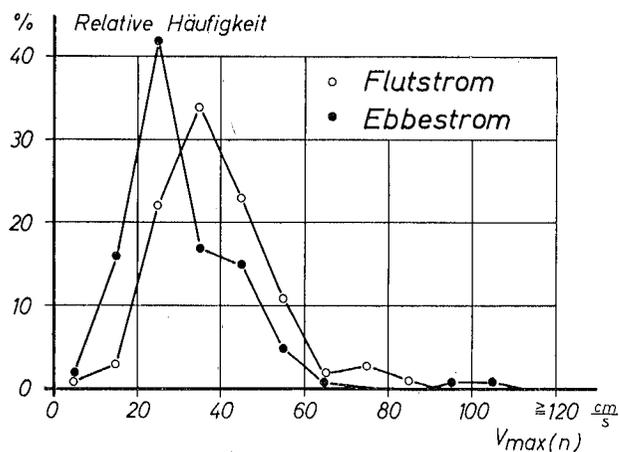


Bild 1  
Maximale Stromgeschwindigkeiten an 113 Stationen im Elbmündungswatt  
bei mittlerer Tide  
(Meßhöhe 0,4 m über der Sohle)

## 1.22 Triftströmungen und Seegang

Die Bedeutung des Seegangs bei den Materialbewegungen im Watt ist noch wenig erforscht. Grundsätzlich läßt sich folgendes aussagen: Die Orbitalströmungen der Meereswellen werden sich im flachen Wattenmeer bereits bei mäßigem Seegang bis an die Sohle auswirken. Der turbulente Austausch und damit das Transportvermögen der Strömung werden infolge der Orbitalbewegung erhöht, die kritischen Transportgeschwindigkeiten erniedrigt. Im flachen, ebenen Watt entsteht durch die Orbitalströmung jedoch kein nennenswerter Wassertransport. Für den Materialversatz besitzen die Seegangswellen daher keine selbständige Transportfunktion, sondern nur eine transporterhöhende Funktion wenn andere Strömungen auftreten.

Neben dem Seegang entstehen im Wattenmeer unter Windeinwirkung ausgeprägte Triftströmungen, die im allgemeinen in Richtung der Windschubkraft verlaufen und die normalen Gezeitenströmungen in ihrer Intensität erheblich übertreffen. Wegen der erhöhten Turbulenz ist das Transportvermögen der Triftströmung größer als das vergleichbarer Tideströmungen schwachwindiger Wetterlagen. Aus den Strombeobachtungen im Neuwerker Wattgebiet konnten einige Gesetzmäßigkeiten der Triftstromentwicklung im flachen Wattenmeer abgeleitet werden.

Aufschlußreich ist ein Vergleich der normalen Tideströmungen und der unter Wind einfluß entstehenden Triftströmungen. Bild 2 zeigt in einer Häufigkeitsverteilung bei Sturmweatherlagen gemessene Spitzengeschwindigkeiten und die zugehörigen  $V_{max}$  bei mittlerer Tide. Den Verteilungskurven liegen 100 Beobachtungen zugrunde.

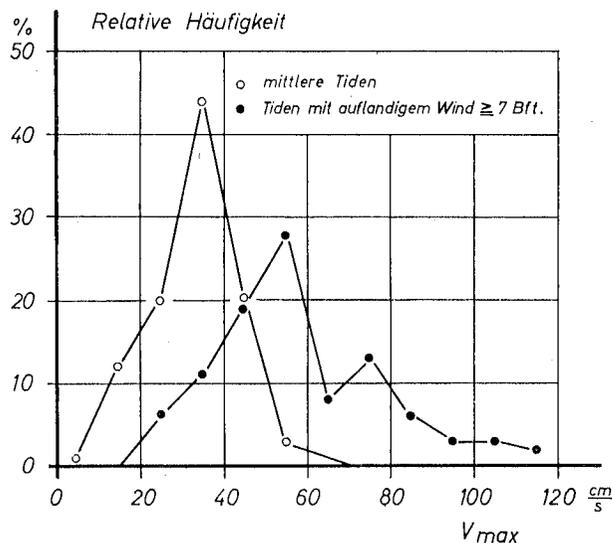


Bild 2  
Maximale Stromgeschwindigkeiten im Watt bei Sturmweatherlagen und bei mittlerer Tide nach Meßergebnissen aus der Elbemündung (Meßhöhe 0,4 m über der Sohle)

Bild 3 enthält — aus rund 280 Meßtiden gemittelt — eine Kurve, die die Zunahme der Restströmung mit der Windstärke angibt. Die Restströmung, definiert als das vektorielle Geschwindigkeitsintegral über die Tidedauer, wächst danach im Mittel aller Beobachtungen von 1,6 km/Tide bei normalem Gezeitenverlauf auf 11 km/Tide bei Sturmweatherlagen mit Windstärken über 7 Bft.

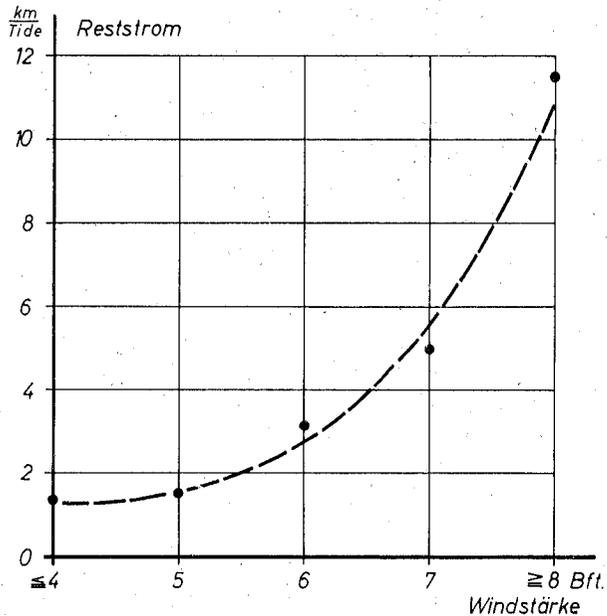


Bild 3  
Mittlere Restströmung im Watt in Abhängigkeit von der Windstärke,  
nach Meßergebnissen aus der Elbemündung  
(Meßhöhe 0,4 m über der Sohle)

Aus einer eingehenden Bearbeitung der umfangreichen Meßwerte, die hier in der gebotenen Kürze nicht behandelt werden kann, ergab sich, daß den unter dem Einfluß aufländiger Winde entstehenden Triftströmungen auch unter Beachtung der Häufigkeit ihres Auftretens ein größerer Einfluß auf den Materialtransport beizumessen ist, als den Gezeitenströmungen. Nicht im monotonen Gezeitenablauf, sondern bei Starkwind- und Sturmweatherlagen finden die entscheidenden Materialumlagerungen im Wattenmeer statt.

### 1.3 Beobachtungen der Sandbewegung mit Luminophoren im Neuwerker Watt

Es stellt sich die Frage, ob bei den sehr geringen Strömungsintensitäten der normalen Gezeitenbewegung überhaupt Material an der Wattsohle transportiert wird. Um sie zu klären, wurden im Neuwerker Watt mehrere Versuche mit künstlichen Leitstoffen (Luminophoren) durchgeführt. Über das Verfahren und erste Ergebnisse ist bereits berichtet worden. Die Messungen sollten insbesondere auch klären, ob aus Strombeobachtungen auf die resultierenden Transportrichtungen geschlossen werden kann. Parallellaufend mit den Luminophorenmessungen wurden daher stets Strömungsmessungen durchgeführt. Im Lageplan Bild 4 sind die Meßstellen im Neuwerker Watt angegeben.

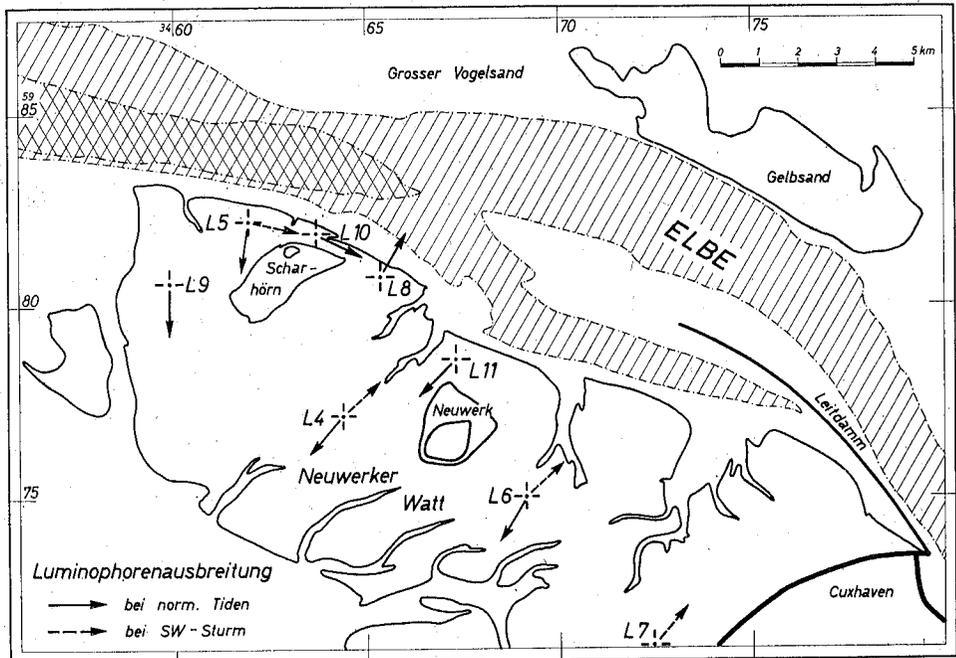


Bild 4  
Übersichtsplan der Elbemündung mit Positionen  
der Luminophorenmessungen und Meßergebnissen

### 1.31 Strömungen und Materialausbreitung

Aus dem umfangreichen Beobachtungsmaterial können hier nur einige wenige Beispiele diskutiert werden, die in Bild 5 zusammengestellt sind. Die Darstellung enthält aus 4 verschiedenen Meßserien (vgl. Bild 4) die an der Wattoberfläche gefundenen Konzentrationen (Anzahl der Luminophoren in rd. 200 g trockenem Sand) 2 bis 3 Tage nach Ausgabe des Materials und die bis zu diesem Zeitpunkt gemessenen Strömungen. In den flächenhaften Darstellungen, die die Materialausbreitung an der Sohle erkennen lassen, sind die Richtungen der maximalen Flut- und Ebbeströmungen mit angegeben. Die Übereinstimmung zwischen den Hauptströmungsrichtungen und den Ausbreitungsrichtungen ist in allen Fällen gut.

In Position L 11 läuft der Flutstrom nach Südwesten und erreicht Spitzengeschwindigkeiten zwischen 35 und 50 cm/s. Die nordöstlich gerichtete Ebbeströmung ist schwächer ausgeprägt,  $V_{e \max}$  liegt unter 30 cm/s. Die Luminophoren haben sich in beiden Richtungen ausgebreitet, vorwiegend jedoch in Flutstromrichtung. Neben diesen Hauptbewegungsrichtungen ist eine Ausbreitungstendenz nach Westen zu erkennen, die sich ebenfalls aus dem Strömungsverlauf ableiten läßt. Flut- und Ebbeströmung verlaufen nicht genau entgegengesetzt ( $180^\circ$ ), so daß im stetigen Gezeitenablauf eine resultierende, westlich gerichtete Strömungskomponente verbleibt. Die Windgeschwindigkeiten lagen bis zum 19. September unter 5 Bft. Am 20. September herrschte Südwestwind 5 Bft.

In Position L 10 herrscht alternierende Strömung. Die Spitzengeschwindigkeiten bleiben unter 35 cm/s; sie liegen bei Ebbestrom geringfügig höher als bei Flutstrom. Die Flutstromkurve ist dagegen fülliger. Das Indikatormaterial hat sich in beiden Haupt-

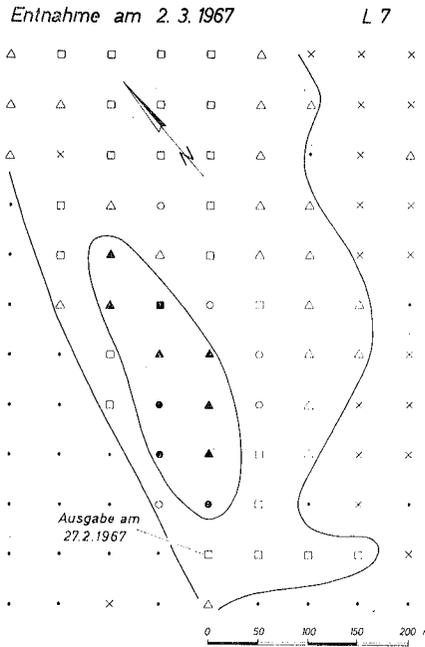


Bild 5  
Luminophorenausbreitung und  
Strömungsverlauf an 4 Meßstellen  
im Neuwerker Watt

Zeichenerklärung

- |              |                             |             |
|--------------|-----------------------------|-------------|
| • 0          | △ 6 - 20                    | ○ 50 - 100  |
| × 1 - 5      | □ 20 - 50                   | ▲ 100 - 200 |
| ■ 200 - 500  | ▲ 1000 - 5000               |             |
| ● 500 - 1000 | ● > 5000 Luminophoren/Probe |             |

Bild 5 a

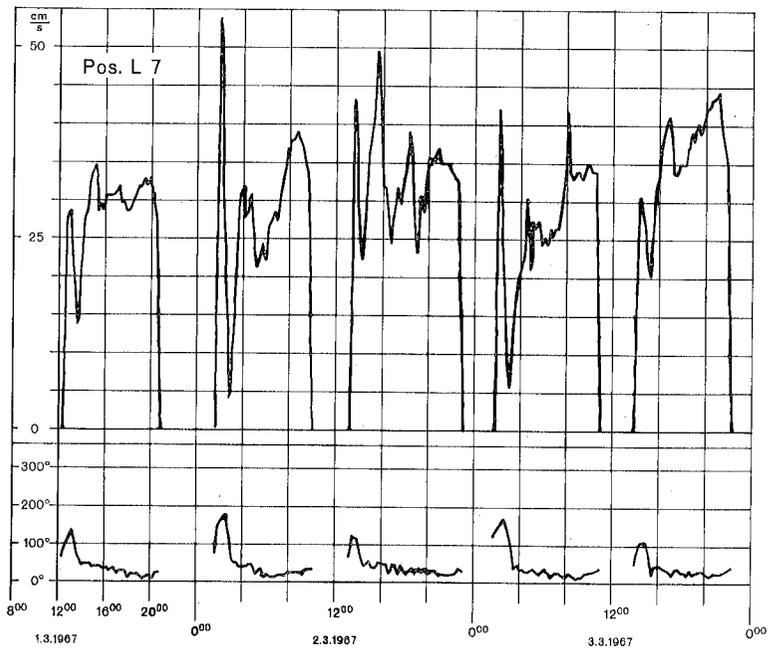


Bild 5 b

Entnahme am 20. 5. 1967 L 8

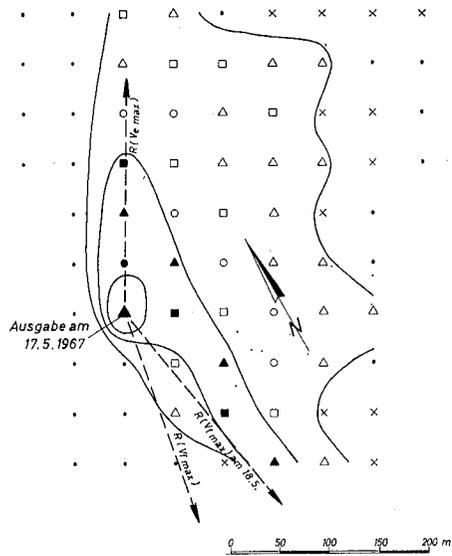


Bild 5 c

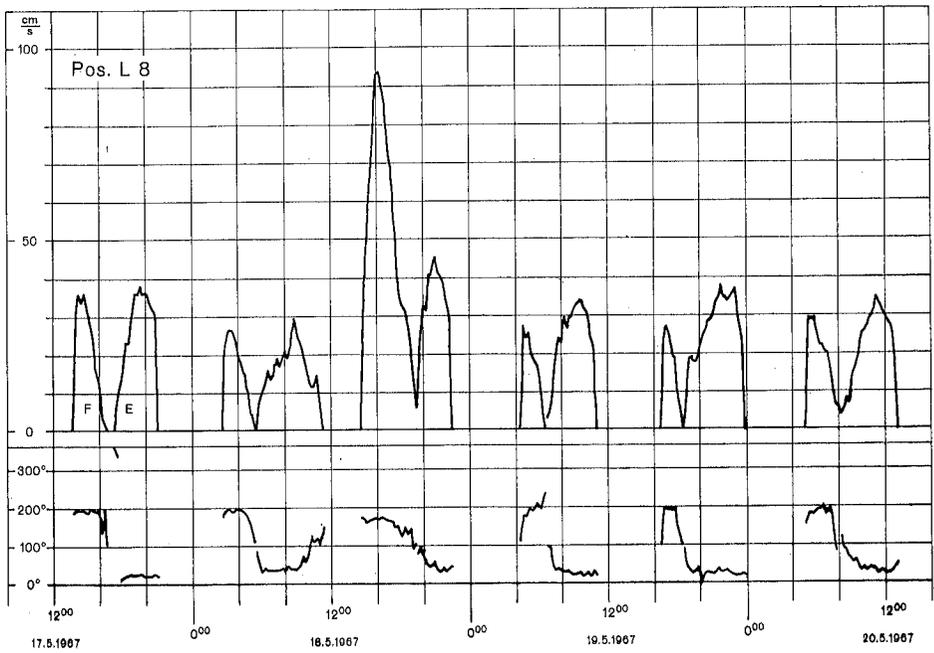


Bild 5 d

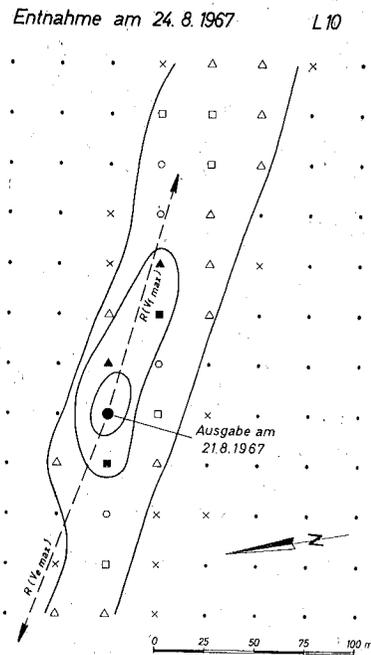


Bild 5 e

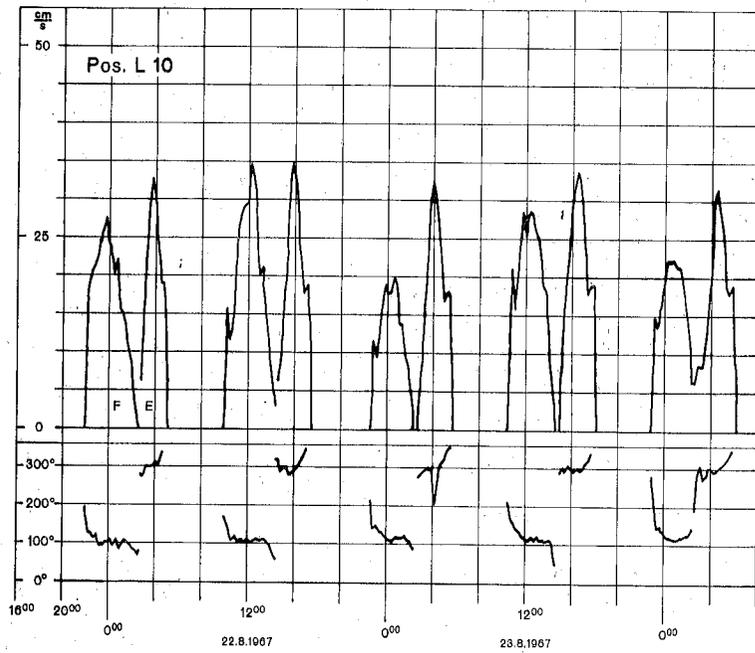


Bild 5 f

Entnahme am 21. 9. 1967

L 11

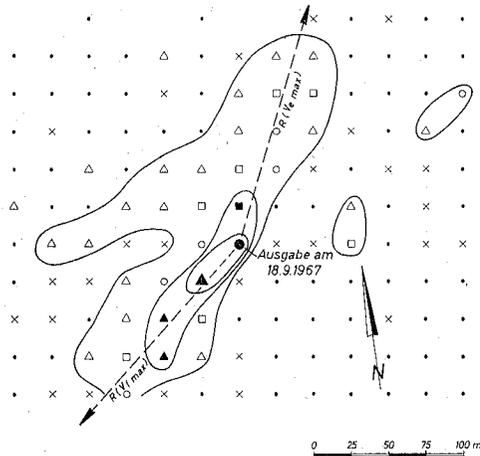


Bild 5 g

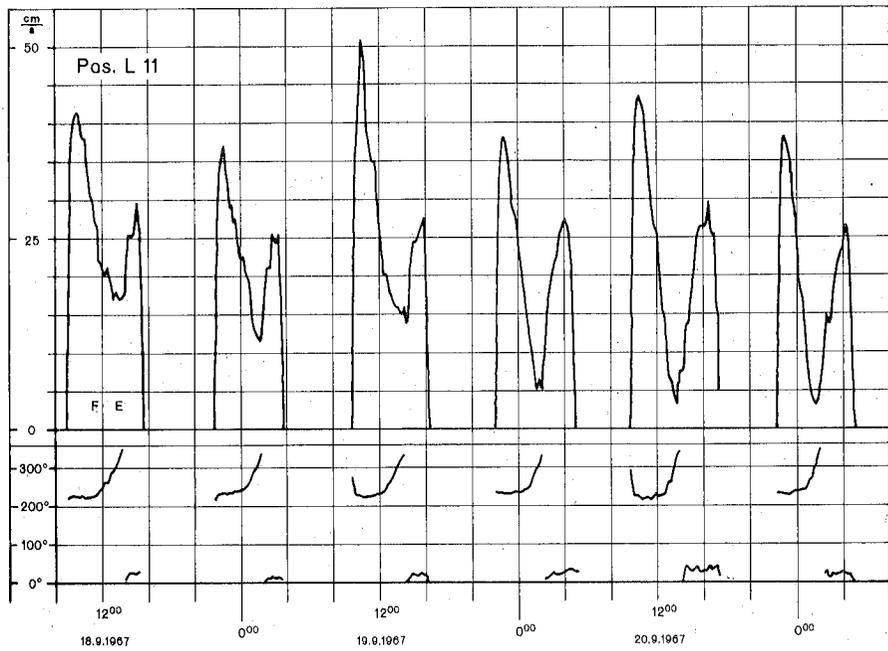


Bild 5 h

strömungsrichtungen ausgebreitet; die vorherrschende Transportrichtung entspricht der Flutstromrichtung. In der Nacht vom 22. August zum 23. August trat Westwind mit 5 Bft auf, sonst lagen die Windgeschwindigkeiten unter 5 Bft.

Die Meßergebnisse in Pos. L 8 zeigen Materialausbreitungen nach Nordnordosten (entsprechend der Ebbestromrichtung) und Süden (Flutstromrichtung). Im Mittel überwiegt die nordöstlich gerichtete Ebbestromung mit Spitzengeschwindigkeiten um 35 cm/s. Die Materialausbreitung nach Süden hängt offensichtlich mit der starken Flutströmung am 18. Mai zusammen. Neben den beiden Hauptausbreitungsrichtungen ist ein Materialversatz nach Osten zu erkennen, der sich ähnlich wie in Pos. L 11 aus den im stumpfen Winkel zueinander verlaufenden Flut- und Ebbestromrichtungen ergibt. Am 18. Mai herrschte Nordwestwind mit 7 Bft., am 19. und 20. Mai Südwestwind um 6 Bft.

In Pos. L 7 wurden die Leitstoffe unmittelbar vor einer Sturmflut (28. Februar 1967) mit Westsüdwestwind Stärke 7 bis 8 Bft. ausgebracht. Das Meßgerät konnte erst am 1. März 1967 aufgestellt werden. Die registrierten Strömungen stehen aber noch immer unter Windeinfluß, und zwar herrschte am 1. März und 2. März Südwestwind Stärke 6 bis 8 Bft. Die Geschwindigkeitsganglinien lassen eindeutig in Windrichtung verlaufende Triftströmungen erkennen. Am 28. Februar dürften bei gleicher Stromrichtung noch höhere Stromgeschwindigkeiten aufgetreten sein. Die Luminophorenausbreitung stimmt wieder mit dem Strömungsverlauf völlig überein; das Material hat sich fast ausschließlich nach Nordosten bewegt.

Die Beispiele wie auch die hier nicht behandelten Meßergebnisse machen deutlich, daß aus sorgfältigen Strombeobachtungen durchaus Rückschlüsse auf die Richtung des vorherrschenden Sandtransportes gezogen werden können. Bemerkenswert ist das Ergebnis, daß auch bei Strömungsgeschwindigkeiten, die in der Nähe der kritischen Grenzggeschwindigkeiten oder sogar darunter liegen, Material an der Sohle transportiert wird. Das dürfte im wesentlichen Folge der über der Sohle auftretenden fluktuierenden Orbitalbewegung sein (die mit den verwendeten Meßgeräten nicht erfaßt wird). Sie erhöht die Turbulenz des Wassers und wirbelt Bodenteilchen auf, die dann auch von sehr schwachen Strömungen weitertransportiert werden können.

In Bild 4 sind die bei den bisherigen Untersuchungen gefundenen resultierenden Transportrichtungen dargestellt. Auf dem hohen Wattrücken besteht ein südlich gerichteter, vermutlich aber schwacher Transport bei normaler Gezeitenbewegung. Bei Südweststürmen wird Material mit der Triftströmung nach Nordosten, zur Elbe hin verfrachtet. Genauere Untersuchungen an Hand vorliegender Strombeobachtungen und Windstatistiken haben ergeben, daß im langjährigen Mittel der Materialversatz nach Nordosten überwiegt.

### 1.32 Die Schichtstärke des bewegten Sandes

Die flächenhaften Darstellungen der Luminophorenkonzentration in Bild 5 zeigen die Materialausbreitung unmittelbar an der Oberfläche an. Neben den Oberflächenproben wurden bei fast allen Versuchsserien einige Stechproben in den Zentren der erkennbaren Ausbreitung entnommen, aus denen ein Anhalt über die Eindringtiefe der Luminophoren in den Boden und damit über die Schichtdicke des bewegten Sandes gewonnen werden kann. Bild 6 zeigt in einer statistischen Darstellung, der 50 Stechproben der Meßreihen L 7 bis L 11 zugrunde liegen, die Konzentrationsabnahme mit der Tiefe unter der Wattoberfläche. Hohe Luminophorenkonzentrationen wurden im wesentlichen nur in den oberen 4 Zentimetern der untersuchten Stechproben gefunden. Unterhalb 4 cm nehmen die Konzentrationen stark ab; in 10 cm Tiefe wurden nur noch vereinzelt Leitstoffe gefunden.

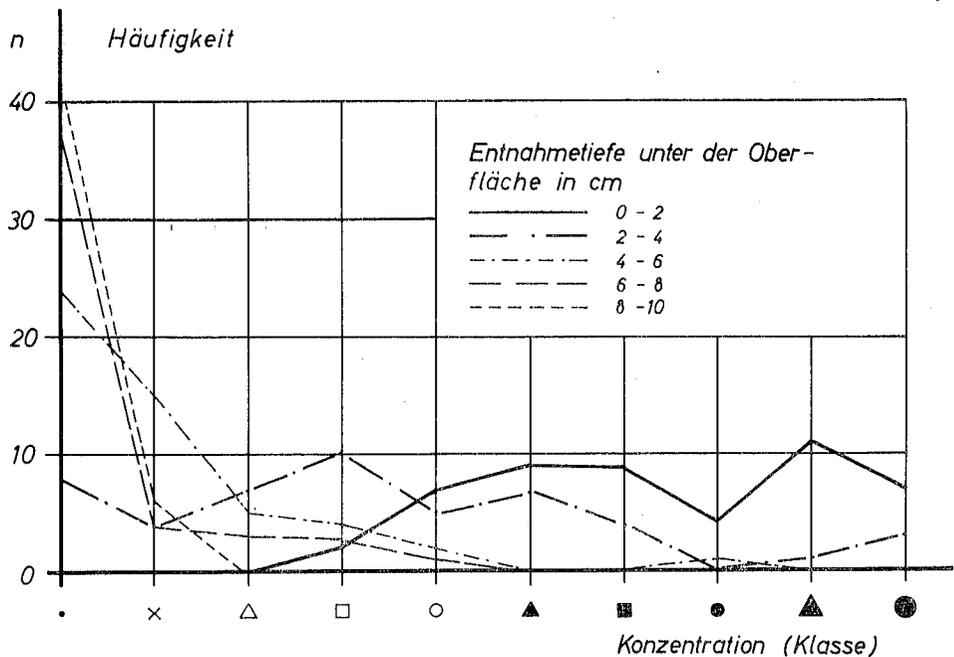


Bild 6

Abnahme der Luminophorenkonzentration mit der Tiefe unter der Wasseroberfläche (Konzentrationsklassen vgl. Bild 5)

Die Sandbewegung an der Wattsohle umfaßt also nur eine wenige Zentimeter starke Oberflächenschicht. Dieses Ergebnis deckt sich mit Beobachtungen über die Höhenabmessungen der Strömungs- und Orbitalriffel auf hohen Wattflächen.

## 2. Auswertung und Deutung von Sandbewegungen in Tidegewässern mit markierten Leitstoffen unter besonderer Berücksichtigung des derzeitigen Standes der quantitativen Aussagen

### 2.1 Verfahren und Untersuchungen zur Messung der Sandbewegung in den Küstengebieten und Flußmündungen der BRD

In der Bundesrepublik Deutschland werden im wesentlichen 2 Leitstoffverfahren in größerem Umfang angewendet. Hierzu wird der dem Gewässer an der Untersuchungsstelle entnommene Sand nach Vorbehandlung mit Wasserglas mit einem radioaktiven Isotop — im allgemeinen Cr 51 — oder mit lumineszierendem Farbstoff gekennzeichnet. Andere Leitstoffverfahren sind bei uns nur in ganz geringem Umfange angewendet worden.

Der gekennzeichnete Sand wird in Plastiksäcken, die sich im Wasser auflösen, in das Gewässer eingebracht. Dieses Verfahren stellt naturähnliche Bedingungen auf der Gewässersohle her und ist gleichzeitig am wirtschaftlichsten und einfachsten. Bei den Luminophoren wird die Ausbreitung des Sandes an der Sohle mit Hilfe von Bodenproben, die in bestimmten räumlichen Abständen entnommen werden, untersucht, indem der

Gehalt der Probe an lumineszierenden Körnern festgestellt wird. Die Ausbreitung des radioaktiven Sandes wird mit Hilfe von Szintillationszählern gemessen, welche mit Registriergeräten verbunden sind.

## 2.2 Ausdeutung der Meßergebnisse

Die zahlreichen Untersuchungen, die in den letzten 10 Jahren auf diesem Gebiet durchgeführt wurden, hatten das Ergebnis, daß es zur Zeit noch nicht möglich ist, exakte Angaben über die Menge des Sandes zu erhalten, der in den untersuchten Küsten- und Tidegewässern bewegt wird. Alle hierfür entwickelten Verfahren gehen von theoretischen Voraussetzungen aus, die in der Praxis zum Teil oder nicht erfüllt sind. Infolgedessen ergeben sich Fehler, welche die Ergebnisse verfälschen und recht unsicher machen.

Die bisher bekanntgewordenen Verfahren sind die folgenden:

- a) Messung der Bewegung des Schwerpunktes eines Sedimentkörpers mit radioaktiver Strahlung:

Das Verfahren geht von der Vorstellung aus, daß sich das in die Sohle eingebrachte gekennzeichnete Material unter Strömungseinfluß mit dem Sohlensediment mischt und der so entstandene Mischungskörper als Geschiebe mit der Strömung ebenso transportiert wird, wie das ihn umgebende Sohlenmaterial. Aus gemessenen Isoaktivitätskurven wird in bestimmten Zeitabständen die Größe des Mischungskörpers, die Lage seines Schwerpunktes und damit die Wandergeschwindigkeit bestimmt.

In der Praxis hat sich gezeigt, daß meist nur eine recht langsame Vermischung des eingebrachten gekennzeichneten Materials mit dem Geschiebe stattfindet. Die Messungen haben ergeben, daß das eingebrachte Material bis zu mehreren Wochen an der Einbringestelle liegen bleibt und sich meist nur sehr langsam mit dem Sohlenmaterial des Gewässers vermischt. Seegang beschleunigt, besonders wenn die Wassertiefe nicht groß ist, die Ausbreitung des Tracerstoffes.

Von erheblichem Einfluß ist das Einbringverfahren. Bei der von der BAW angewandten Methode bildet sich auf der Sohle des Gewässers ein kleiner Hümpel. Dieser bietet zwar der Strömung gute Angriffsmöglichkeiten, hält sich aber trotzdem unerwartet lange am Eingabeort, wie Strahlungsmessungen ergeben haben. Die hierbei auftretenden Strömungen in der Grenzschicht des Hümpels, die für diesen Vorgang verantwortlich gemacht werden müssen, werden noch näher untersucht werden.

Wird der Untersuchungsstoff — zum Beispiel auf Watten — so eingebracht, daß seine Oberfläche mit der umgebenden Gewässersohle gleich hoch liegt, so sind hierbei zum Teil andere Abtragungs- und Ausbreitungsvorgänge wirksam.

Man hat das Untersuchungsmaterial auch in suspendierter Form durch Schläuche oder Rohrleitungen in die Strömung dicht über der Gewässersohle eingeleitet. Hierbei sind wieder völlig andere Erscheinungen für seine Ausbreitung maßgebend.

Erschwerend kommt ferner hinzu, daß bei den Messungen im Tidegebiet der Küste und der Ästuarien ein Transport nach zwei Richtungen stattfindet. Auch war ein dauernder Wechsel zwischen Geschiebetransport und Transport in Suspension zu beobachten, wobei die Sohlenform und die Strömungsverhältnisse eine maßgebende Rolle spielen.

Es ist daher nach unserer Ansicht wenig erfolgversprechend, die Wanderung des Schwerpunktes eines Strahlungskörpers in der Gewässersohle zu verfolgen, da die Ausbildung eines solchen Körpers durch Mischung mit dem eingebrachten Material von örtlichen Gegebenheiten und Zufällen abhängt und die Bestimmung der Ausmaße

dieses Körpers und seines Schwerpunktes kaum zuverlässig in den dreidimensionalen, tiefen und nur mit Schiffen zugänglichen Küstengewässern möglich ist. Ein wesentlicher Faktor ist auch die Schwierigkeit der genauen Ortsbestimmung.

- b) Ein anderes Verfahren verwendet eine begrenzte Zahl von gekennzeichneten Körnern. Die Zahl wird so bemessen, daß durch ihre Position im Augenblick der Messungen ein Zustandsbild der Bewegung gewonnen wird, daß andererseits aber zahlreiche Körner sich innerhalb einer bestimmten Zeit soweit voneinander entfernen, daß sie einzeln nachgewiesen werden können.

Diese Voraussetzungen, wie zum Beispiel der Nachweis eines einzelnen Kornes, sind nur schwer im Seegebiet zu erfüllen. Die unter a) und b) genannten Verfahren dürften ihre erfolgreiche Anwendung im wesentlichen im Oberlauf der Gewässer finden können.

- c) Ein anderes in England versuchsweise bei Kies angewendetes Verfahren besteht darin, radioaktives Material in bestimmten Zeitintervallen in gleicher Menge und mit gleicher Aktivität in das Gewässer einzubringen. Im Tidegebiet ergibt sich dann eine nach beiden Seiten vom Einbringeort abnehmende Konzentration des Indikatormaterials. Setzt man eine homogene Mischung des Tracermaterials mit dem Geschiebe der Gewässersohle voraus, so ergibt sich die theoretische Konzentrationsverteilung. Diese wird mit der nach einer bestimmten Zahl von Intervallen gemessenen Verteilung verglichen und daraus die bewegte Geschiebemenge berechnet. Das Verfahren wurde in Holland ebenso für Sand angewendet. Auch hier verursachen die tatsächlich auftretenden von der Theorie abweichenden Vorgänge wie: nicht homogene Vermischung des Indikatormaterials mit dem Sohlengeschiebe (Liegenbleiben am Ort der Einbringung), Materialverlust durch Abtransport in Suspension und seitliche Abwanderung, Einfluß vom Seegang, von Besonderheiten der Morphologie und der Strömungen so große Unterschiede, daß auch auf diesem Wege in der Praxis keine zufriedenstellenden Resultate gewonnen werden konnten.

Die BAW hat sich daher weniger darum bemüht, quantitative Angaben für die Sandwanderung zu erarbeiten und ist der Ansicht, daß die in den in Rede stehenden Seegebieten und Ästuarien vorhandenen komplexen und zeitlich stark veränderlichen Vorgänge eine solche quantitative Analyse nicht zulassen. Zweifellos wären in diesen Gebieten derartige Mengenangaben nur Augenblickswerte, die zeitlich und auch räumlich starken Schwankungen unterliegen. Mehr Bedeutung würden diese Werte bekommen, wenn sie mit anderen synchron gewonnenen Ergebnissen zu einem Übersichtsbild zusammengefaßt werden könnten. Das würde aber einen Aufwand bedeuten, der angesichts der vorher geschilderten Schwierigkeiten, zutreffende Ergebnisse zu erhalten, nicht vertretbar ist.

Die aus den Tracer-Messungen mit erträglichem Aufwand zu gewinnenden Erkenntnisse sind in erster Linie qualitativer Art. Aber auch diese Aussagen sind für den planenden Ingenieur im Wasserbau von großer Bedeutung.

Man darf dabei nicht mit zu einfachen Vorstellungen an die Beurteilung der Sandbewegung herangehen. Im unteren Tide- und Küstengebiet ist es in der Regel nicht so, daß feste Transportbeziehungen von dauerhafter Art bestehen, das heißt, daß Sand von A nach B wandert, also in A erodiert, von einer Strömung nach B transportiert und an dieser Stelle sedimentiert wird. Nach den bisherigen Erkenntnissen pendelt die Höhenlage eines Sohlenpunktes primär nur wenig um eine Gleichgewichtslage, die durch die Morphologie des Gewässerbettes und die in Wechselwirkung mit ihr geprägten Strömungen bestimmt ist. Im Rahmen dieser primären Umlagerungsvorgänge können somit im allgemeinen nur dünne Schichten und Flächen abgetragen

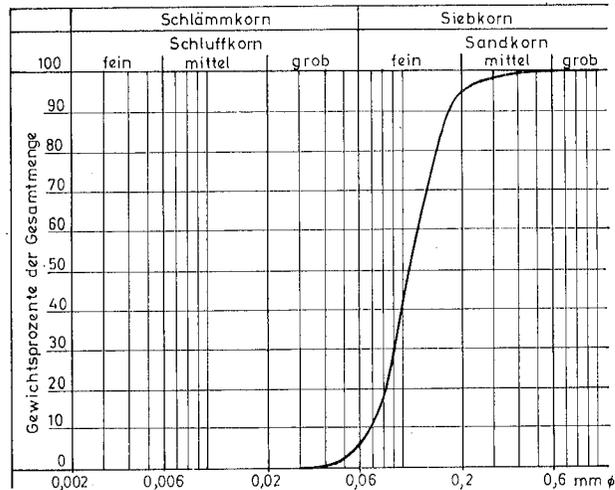
oder gebildet werden. Es kann auch sein, daß Flut- und Ebbestrom morphologisch entgegengesetzt wirken; das, was bei der einen Strömung abgelagert wird, wird von der anderen wieder mit fortgenommen. Größere Massen können i. a. nur im Rahmen von m. o. w. großräumigen Änderungen morphologischer Formen, wie Verlagerung von Strom- und Fahrrinnen, Wanderung von Platen, Strombänken und ähnliches umgelagert werden. Derartige sekundäre Massenumsetzungen dauern aber fast immer Jahre, Jahrzehnte oder gar Jahrhunderte. Infolgedessen können die morphologisch bildsamen Vorgänge der Sandbewegung, wie sie durch Messungen innerhalb einer bestimmten kurzen Zeitspanne aufgeheilt werden können, zu Fehlschlüssen führen; ihre maßgebende Wirkung kann durch kleine Besonderheiten der hydrologischen oder meteorologischen Verhältnisse während der Messung verdeckt oder gar ins Gegenteil verkehrt sein.

Das Bild der Sandwanderung wird nicht durch ein Netz von Transportbeziehungen zwischen bestimmten Sohlenpunkten dargestellt, sondern durch mit Suspensionen beladene Strömungen, deren potentielle Transportkraft und vor allem auch Mobilisationsvermögen für Sand stark schwankt, was im wesentlichen durch morphologische Einflüsse bedingt ist. Stellen mit überwiegender Erosionsneigung wechseln mit solchen, die eine ausgesprochene Sedimentationstendenz haben, ab. Im Tidegebiet der Ästuarien kommen die Wirkungen der bei Strömungsumkehr durch Null gehenden Strömungsgeschwindigkeiten hinzu. Dementsprechend sind die Einflüsse auf die Suspensionen, die mit der Strömung transportiert werden. Maßgebend für diese Erscheinungen sind im wesentlichen Turbulenzeffekte und Änderungen der Strömungsgeschwindigkeiten. Die häufig vom Ingenieur aufgeworfene Frage, wo kommt der Sand her, der sich an dieser Stelle ablagert, ist also falsch gestellt. Richtig muß man nach dem Grunde fragen, aus welchen sich an dieser oder jener Stelle Sand ablagert.

Um diese meist komplizierten Vorgänge zu erkennen, genügen Tracer-Messungen allein nicht. Sie bilden eine wertvolle Ergänzung der übrigen Untersuchungsverfahren, wie Sinkstoffmessungen, Sohlenhöhenvergleiche, petrographische Methoden usw.

Im folgenden soll an 3 Beispielen aus der Vielzahl der durchgeführten Untersuchungen gezeigt werden, wie mit Hilfe von Tracer-Messungen eine Deutung der Verteilung des eingebrachten Materials mit vorsichtigen quantitativen Schätzungen möglich ist:

Im ersten Fall handelt es sich um eine Messung in der Jade, bei der 200 kg feiner Sand in der aus Bild 7 erkennbaren Kornzusammensetzung eingebracht wurde, nachdem er mit 25 Ci Chrom 51 gekennzeichnet worden war. Der Zusammenhang zwischen den gemessenen Impulswerten und der Menge des markierten Sandes pro Flächeneinheit wurde durch Eichung in einem Modellversuch bestimmt. Es ergab sich, daß bei dem verwendeten Szintillationszähler 10 I/s einer Aktivitätsverteilung von  $0,06 \mu\text{Ci Cr 51/dm}^2$  oder  $6 \mu\text{Ci/m}^2$  entsprechen. Hierbei wird vorausgesetzt, daß der Sand gleichmäßig an der Oberfläche verteilt ist. Bei den als Indikator bei diesem Versuch verwendeten 25 Ci Cr 51 sind diese  $\frac{1}{4\,000\,000}$  der Gesamtmenge oder entsprechend  $0,05 \text{ g/m}^2$  der ausgebrachten Menge von 200 kg. Wegen der wechselnden Nullaktivität des Gewässergrundes liegt die Nachweisgrenze bei 20 I/s entsprechend  $5 \cdot 10^{-7}$  der eingebrachten Sandmenge. Bei länger dauernden Messungen ist die Halbwertszeit des Cr 51 zu berücksichtigen. Die Halbwertszeit beträgt bei Sand 3,5 cm. Die auf Bild 8 dargestellten Versuchsergebnisse zeigen, wie sich das Material vom Eingabepunkt E im Untersuchungsgebiet, und zwar in der Jaderinne, verteilt hat.



Ungleichkörnigkeitsgrad  $d_{60} : d_{10}$   
des Untersuchungsmaterials

$$U = 0,12 : 0,07$$

$$U = \underline{1,7}$$

Bild 7

Kornzusammensetzung des beim Versuch in der Jade verwendeten Sandes

Das zweite Beispiel gibt die Ergebnisse einer Messung unter Verwendung von Lumino-phoren wieder:

Beim Bau eines Hafens am rechten Ufer des Elbästuars bei Brunsbüttelkoog, Bild 9, wurde nicht tragfähiger Boden in einer Mächtigkeit von rd. 10 m mit Naßbaggern unter Wasser ausgehoben und die so entstandene Grube mit mehreren Millionen Kubikmetern Inhalt mit Sand verfüllt. Dieser Sand wurde mittels Klappschuten eingebracht und fiel etwa 10 bis 20 m frei durch das Wasser der Elbe. Es bestand die Befürchtung, daß ein Teil dieses Sandes durch die Ebbströmung in die Vorhäfen der Schleusen von Brunsbüttelkoog gelangte, welche rd. 2 km unterhalb der Baustelle aus der Elbe abzweigen. Zur Untersuchung dieser Frage wurden 2 000 kg vorbehandelter Sand mit dem lumineszierenden Farbstoff Lumogen grün gekennzeichnet und an der Klapstelle in wasserlöslichen Plastiksäcken eingebracht. Zugleich wurden 200 kg mit radioaktivem Cr 51 gekennzeichneten Sandes verklappt. Dieses radioaktive Material hatte die Aufgabe, schnell die erste Wanderrichtung des eingebrachten Materials anzugeben. Dadurch konnte der Umfang der Probenentnahme mit Bodengreifern für die Lumino-phorenuntersuchung gesteuert und verringert werden. Ohne diese erste Aussage hätte ein engmaschiges Raster von Probenentnahmestellen über einen möglichen Sandtransportbereich gelegt werden müssen. Das radioaktive Material hatte somit die Aufgabe eines „Pfadfinders“. Es zeigte sich schon ziemlich bald, daß der Sand mit der Elbströmung elbabwärts in Richtung auf die Vorhäfen des Nord-Ostsee-Kanals wanderte. Aus der Isotopenmessung während der folgenden Zeit geht weiter hervor, daß wahrscheinlich die Hauptmasse des eingebrachten Sandes in einem geschlossenen Feld langsam die Elbe abwärts wandert. In den Vorhäfen kam es zu keinen nachweisbaren Ansammlungen radioaktiv gekennzeichneten Sandes.



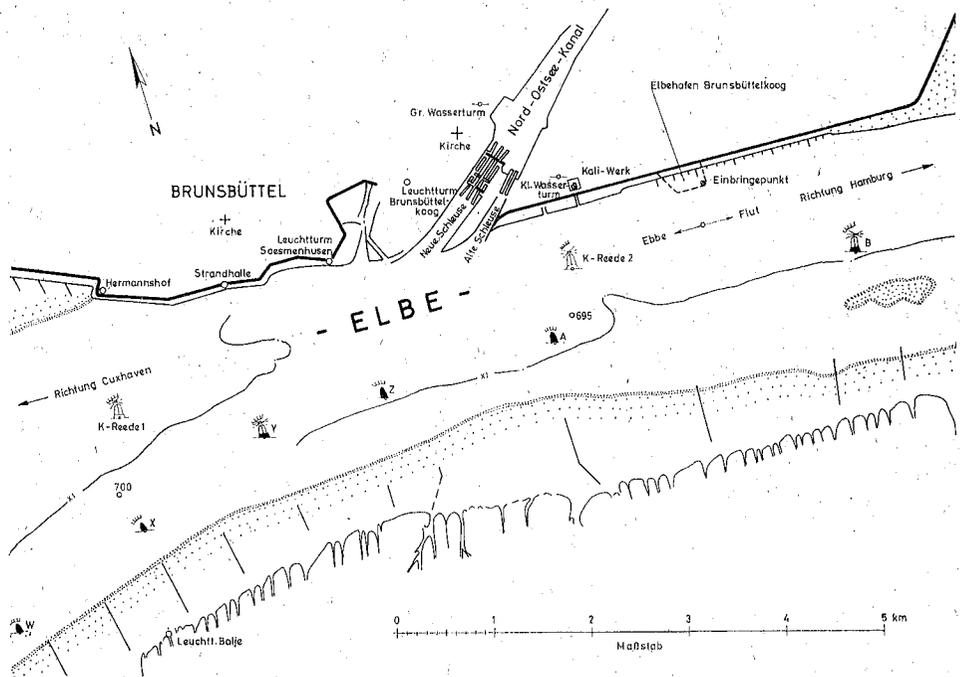


Bild 9  
Lageplan der Elbe im Bereich des Elbehafens Brunsbüttelkoog  
und der Einfahrten zum Nord-Ostsee-Kanal (Kiel-Kanal)

Die mit einem van Veen'schen Greifer von 1 m<sup>2</sup> Fläche entnommenen Bodenproben aus den Vorhäfen zeigten folgenden Gehalt an grün lumineszierenden Körnern:

	1. Entnahme	2. Entnahme	3. Entnahme	Gesamt-entnahme
Zahl der grünen Luminophoren auf eine entnommene Probe	7,1	2,5	0,7	3,4

Die Luminophoren-Untersuchungen gestatten folgende Feststellungen und Abschätzungen:

- Die Größe der bei der 1. Entnahme festgestellten Luminophorenzahlen ist trotz der für die Luminophorenmessung relativ hohen Fundzahlen pro Probe so gering, daß hiernach ein größerer Sandtransport mit anschließender Sedimentation in den beiden Vorhäfen nicht stattgefunden haben kann. Nimmt man auf Grund der Meßergebnisse eine Zahl von max. 10 Luminophorenkörnern je Probe oder je dm<sup>2</sup> des Vorhafens an, so ergibt sich bei einer Fläche der Vorhäfen von rd. 220 000 m<sup>2</sup> und der Annahme gleichmäßiger Verteilung eine Gesamtzahl von 22.10<sup>7</sup> Körnern; mit dem spez. Gewicht von 2,65 g/cm<sup>3</sup> und einem Korninhalt von 1.10<sup>-6</sup>cm<sup>3</sup> beträgt das Gesamtgewicht der eingewanderten Kornmenge

$$22.10^7 \cdot 2,65 \cdot 10^{-6} \text{ g} = 585 \text{ g}$$

das sind rd.  $\frac{1}{3400}$  der eingebrachten Menge, wobei der Rechnung ziemlich ungünstige Annahmen zugrunde liegen.

2. Ferner müßte, wenn man die durch die Isotopenmessung festgestellte Transportzeit und den Transportweg zugrunde legt, in einem gewissen Zeitpunkt nach diesen 28 Tagen eine außerordentliche Anhäufung von Luminophoren in den Vorhäfen auftreten. Dies ist nicht der Fall.

Aus dem vorher Gesagten ist, soweit aus Messungen mit Isotopen und Luminophoren zur Zeit überhaupt möglich ist, zu folgern, daß ein Sandtransport von der Sandverklappungsstelle im Bereich des Elbehafens zu den beiden Schleusenvorhäfen nur in außerordentlich geringem Maße stattgefunden hat.

Zur Beurteilung des Sinkstoffeintriebes in die Vorhäfen ist auch der Sandwanderungsmechanismus in Abhängigkeit von den Strömungsverhältnissen zu betrachten. Demnach wäre bei Ebbstrom die Bewegung von Sand in die Vorhäfen hinein kaum möglich, wenn nicht in dieser Richtung wirkende Dichteströmungen auftreten würden. Da in der Zeit nach Thw die Dichte des Elbwassers größer als die des Vorhafenwassers ist, ist von der Kenterung auf Ebbstrom (etwa 50 Minuten nach Thw) bis etwa 4 Stunden nach Thw — das heißt für die Dauer von rd. 3 Stunden — an der Sohle ein in den Hafen hinein gerichteter Transport vorhanden. Aber nur in dieser Zeit kann damit gerechnet werden, daß Sand eintreibt. Während der übrigen Tidephase kann kaum Sinkstoff, der von oberhalb kommt, in die Vorhäfen gelangen.

Ferner muß darauf hingewiesen werden, daß die in großer Menge in die Schleusenvorhäfen eindringenden Sinkstoffe wesentlich feiner sind als der beim Bau des Flußhafens verklappte Sand. Hieraus geht hervor, daß die bewegenden Strömungen im allgemeinen nicht kräftig genug sein dürften, diesen Sand in größeren Mengen in die Vorhäfen zu befördern. Aus diesen Ausführungen ist zu folgern, daß in örtlich begrenzten Gebieten das verwendete Tracerverfahren zusammen mit anderen Beobachtungen und Überlegungen gewisse quantitative Aussagen gestattet.

Eine weitere Möglichkeit zu einer ähnlichen Deutung hat sich bei Untersuchungen in der Stör (Nebenfluß der Elbe) ergeben. Hier wurde in einem Tidefluß eine kombinierte Luminophoren-Isotopen-Untersuchung angesetzt. Der Oberlauf und die Einläufe von Nebengewässern wurden mit Luminophoren-Material markiert, wobei jeder mögliche Einlauf und damit mögliche Materialtransport mit einer unterschiedlichen Farbe markiert wurden. In der Mündung der Stör in die Elbe wurde sowohl Isotopen-Material wie auch Luminophoren-Material eingegeben. Die Markierung mit radioaktiven Isotopen hatte hier die Rolle des „Pfadfinders“ zu übernehmen.

Die Ergebnisse zeigten, daß im Hauptversandungsbereich in der Stör zwischen Itzehoe und Kellinghusen überwiegend Material aus dem Oberlauf der Stör und aus dem Lauf der Brahmau (Nebenfluß der Stör) abgelagert wurde. Durch entsprechende statistische Auswertung konnte festgestellt werden, daß der Oberlauf der Stör 75 % und der Lauf der Brahmau 25 % des im Hauptversandungsgebiet abgelagerten Materials liefert. Aus diesem Hauptversandungsgebiet liegen sehr genaue Baggerergebnisse vor. Aus den Prozentzahlen und den Baggermengen konnte so ein relativ gutes Bild über den quantitativen Sandtransport in der Stör gewonnen werden.

Voraussetzungen für eine derartige Auswertung sind ausreichende Aufzeichnungen über die Baggermassen und der Einsatz von mehreren Farben zur Kennzeichnung der möglichen Liefergebiete.

Die oben genannten Beispiele zeigen, daß die quantitative Ausdeutung noch in den Anfängen steckt und ihre Ergebnisse zur Zeit mehr als Schätzungen anzusehen sind. Die Untersuchungen haben aber auch gezeigt, daß Möglichkeiten zur Verbesserung der Methodik bestehen, die später eine bessere quantitative Aussage möglich machen werden.

### 3. Untersuchung über die Entwicklung des Bodenreliefs in Ästuarien mit sandigem Untergrund mit Hilfe von morphologischen Methoden

#### 3.1 Zur Frage der Herkunft und der Bewegung des Sandes in der südlichen Nordsee

Der Mechanismus der im engeren Bereich der Ästuarien vor sich gehenden Umlagerungen ist besser verständlich, wenn man über die Sandbewegung küstenferner Gebiete schlechthin von der südlichen Nordsee, Kenntnis erlangen kann. Die Frage nach der Herkunft der Sandmassen ist mit diesem Problem eng verknüpft.

Auf das vorhandene Material der Untersuchungsergebnisse der geographischen, geologischen und hydrologischen Forschung gestützt, hat der Verfasser versucht, eine skizzenhafte Darstellung über die Herkunft und die Bewegung des Sandes zu geben.

Natürlich ist das vorgetragene Schema nicht vollständig, wie das vorhandene Material ebenfalls unvollständig ist.

Die vergleichende Betrachtung der morphologischen, sedimentologischen und hydrodynamischen Verhältnisse läßt die Folgerungen zu, bestimmte Räume — für eine längere Zeit gesehen — als Ursprungsgebiete des bewegten Sandes anzusehen. Die vermutlichen Ausgangsräume des Sandes sind zu suchen:

1. In der westlichen Hälfte der südlichen Nordsee entlang der ostenglischen Küste bis zum Ausgang des Kanals.
2. In den Hoofden, dem Gebiet der ständig sich neu bildenden Sanddünen.
3. In dem Material der Moränen, die sich vor den ostfriesischen Inseln (Borkum-Riffgrund, Langeoog) und in einer breiten Zone vor der dänischen und schleswig-holsteinischen Küste hinziehen (Horns Riff, Steingrund, Sylter-Außenzone).
4. In der Doggerbank.
5. Im engeren Bereich der Ästuarien, wo in den tieferen Tidestromrinnen und Gatts prämarine Gesteine angeschnitten werden und deren Material dem allgemeinen Transport zugeführt wird. Ferner aus dem Abbruch der Wattkanten und aus Neubildung von Schlick.
6. Aus dem Abbruch der ostenglischen und französischen Küsten.
7. Einen unbedeutenden Teil des bewegten Materials macht die zusätzliche Sedimentanlieferung durch die Flüsse selbst aus.

Zur Klärung der Bewegungsrichtungen wurden unter den verschiedenen Faktoren die Strömungsgeschwindigkeiten und die Korngrößen, die den stärksten Einfluß auf den Materialtransport haben sowie die submarinen Sanddünen, die eine der Hauptform der Sandbewegung darstellen, herangezogen. Die Richtung des stärksten Tidestromes bzw. des Reststromes, insbesondere am Boden, die Korngrößenverteilung und die Ausbildung der submarinen Sanddünen vermitteln ein ungefähres Bild der Sandbewegung.

Die Verhältnisse im Westen der Nordsee zeichnen sich aus, durch den außerordentlich starken Profilwechsel der Sanddünen, durch die häufige Richtungsänderung des resultierenden Stroms und durch den Wechsel der Bodenbeschaffenheit. Von Ost-England fließt ein schwacher Strom nach Norden bis Flamborough Head, wo er auf einen aus Norden kommenden trifft. Ausgeprägt scheint die Bewegung in Richtung Themsemündung zu sein, vermutlich wird der größte Teil des Sandes der Bänke der Themse-Mündung zugeführt. Der Rest bewegt sich auf die Straße von Dover zu, aber da seine Richtung von nordwärts gerichteten Strömungen umgekehrt wird, gelangt der Sand zu den submarinen Sandfeldern vor der holländischen Küste. Örtlich treten Sandbewegungen auf, die entgegengesetzt verlaufen (Bild 10).

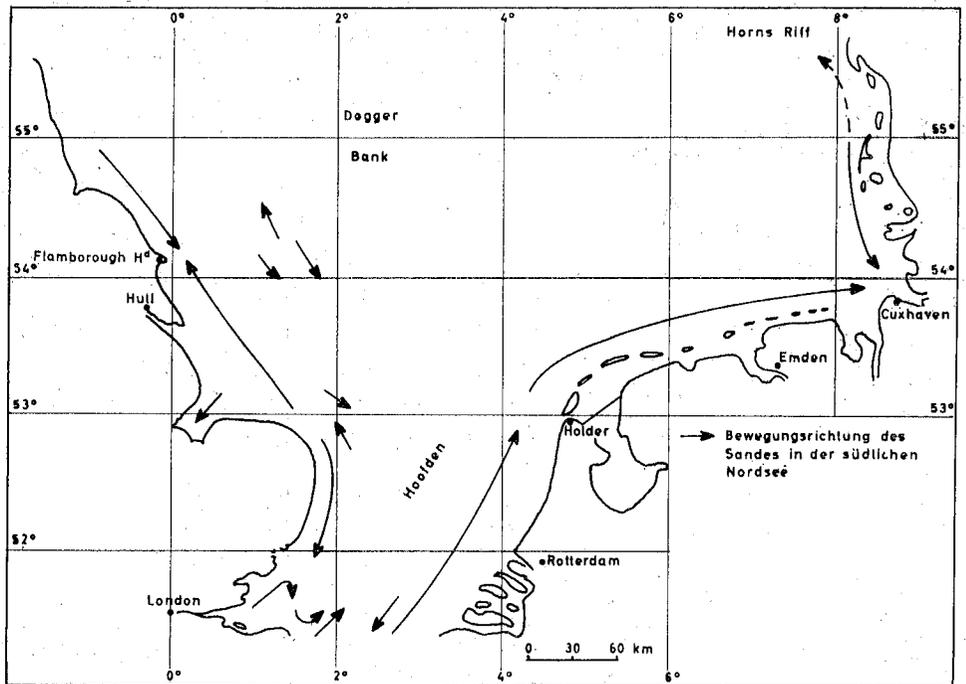


Bild 10

Der Sandstrom verläuft weiter parallel zu den ostfriesischen Inseln und bewirkt in der inneren Deutschen Bucht eine Verlandung. Nördlich der Elbe scheint ein nord-süd gerichteter Sedimenttransport zu bestehen. Das Elbe-Eider-Gebiet kann als Endraum eines komplizierten Materialumlagerungsvorganges aufgefaßt werden.

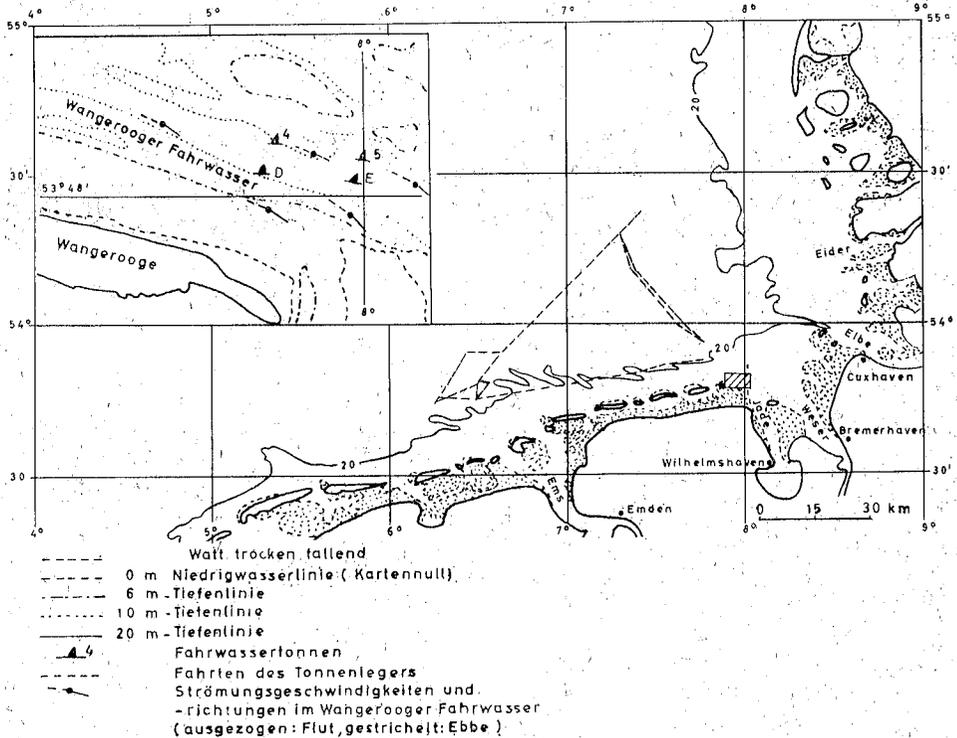
### 3.2 Sandbewegung in Ästuarien, Ergebnisse ausgewählter Untersuchungen

#### 3.2.1 Echogramme von Tonnenlegern

Der Sandtransport kann in küstenferneren Gebieten mangels großräumiger Einsätze von modernen Methoden (Leitstoffe), die sich als zu kostspielig erweisen, durch die Verfolgung morphologischer Formen, insbesondere durch die Ausbildung von Rippeln und submarinen Sanddünen erkannt werden. Diese strömungsorientierten Formen erscheinen in den Echogrammen in sehr charakteristischer Weise und bieten eine Möglichkeit aus ihrem Erscheinungsbild Schlüsse auf die Bewegungstendenz des Sandes zu ziehen.

Man hat die Echogramme von Tonnenlegern, die sie bei ihren Ablösungs- und Inspektionsfahrten aufnahmen, auf ihre Verwendung hinsichtlich der Sandbewegung geprüft. Über die Abbildungen von Meeresbodenprofilen durch Echolotanlagen und die Verbesserung der Auswertbarkeit der Echogramme wurde in zahlreichen Veröffentlichungen geschrieben. Nach dem heutigen Stand der Meßtechnik können bei ruhiger Wetterlage (Seegang 1) Erhebungen von 30—50 cm als sicher erkannt werden. Hier sei nur auf den Einfluß des Seeganges hingewiesen. Bei mittleren Windgeschwindigkeiten (Stärke 5—6 Beaufort) wird das Bodenprofil derart unkenntlich wiedergegeben, daß nicht einmal größere Bodenformen mit Sicherheit erkannt werden können.

Die Echogramme von Tonnenlegern zeigen, daß bei normalen Inspektions- und Ablösungsfahrten zum Erkennen der Großrippeln und submarinen Sanddünen oder analoger Formen brauchbare Aufzeichnungen gemacht werden können. Die ausgewerteten Aufnahmen stammen aus dem Jade-Ems-Weg, aus jenem Bereich, in dem innerhalb des west-östlichen Sandstromes noch Sandversatz zu vermuten ist. In diesem Gebiet erstrecken sich mehrere langgezogene Zungen von der 20-m-Linie umrissen nach WNW, einige auffallend schmale Gebilde vor den Inseln Langeoog und Wangerooge setzen sich auch unterhalb der 20-m-Linie fort (Bild 11). Die Entstehung dieser Formen hängt, schon wegen ihrer Dimensionen, die in keiner Relation zu den herrschenden Strömungsverhältnissen stehen, offensichtlich nicht mit der Sandbewegung im größeren Raum zusammen, vielmehr handelt es sich um einstige marin überarbeitete Moränenrücken mit sehr flachen Böschungen. Auf den Echogrammen fehlt das typische Bild der submarinen Sanddünen, wie sie vor der holländischen Küste oder in den Mündungsbuchten der großen Flüsse beobachtet werden. Dagegen werden andere Formen abgebildet. Der sich weit erstreckende sanftgewellte Meeresboden wird von Rippeln (Bild 12, 13) von der Größenordnung bedeckt, die für Großrippeln gehalten werden können (H. E. Reineck versteht darunter Formen, die einen Talabstand von 10—30 m und eine Höhe von 0,2—0,6 m haben). Vereinzelt lassen sich walfischrückenartige, bucklige Sanddünen (Bild 12) (Talabstand 300—600 m, Höhe 1 m) mit leeseitigen Steilkanten feststellen. Sie haben auffallend viel Ähnlichkeit mit den Bänken, die bei den Modellversuchen entstehen. In der Natur wurden sie auch beobachtet. In den Senken zwischen den Boden-



Übersichtskarte der deutschen Bucht

Bild 11

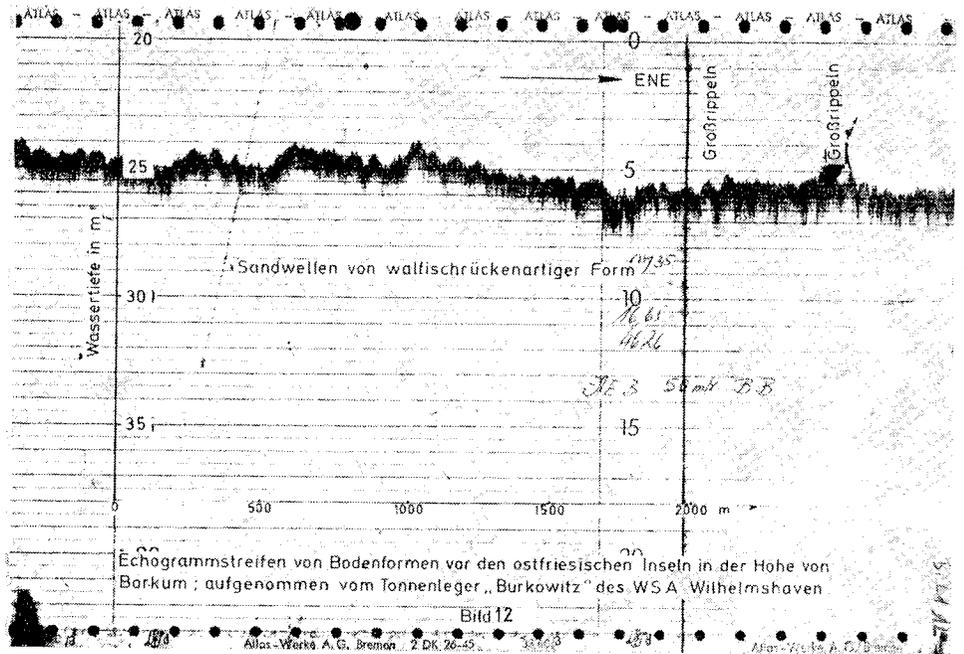


Bild 12

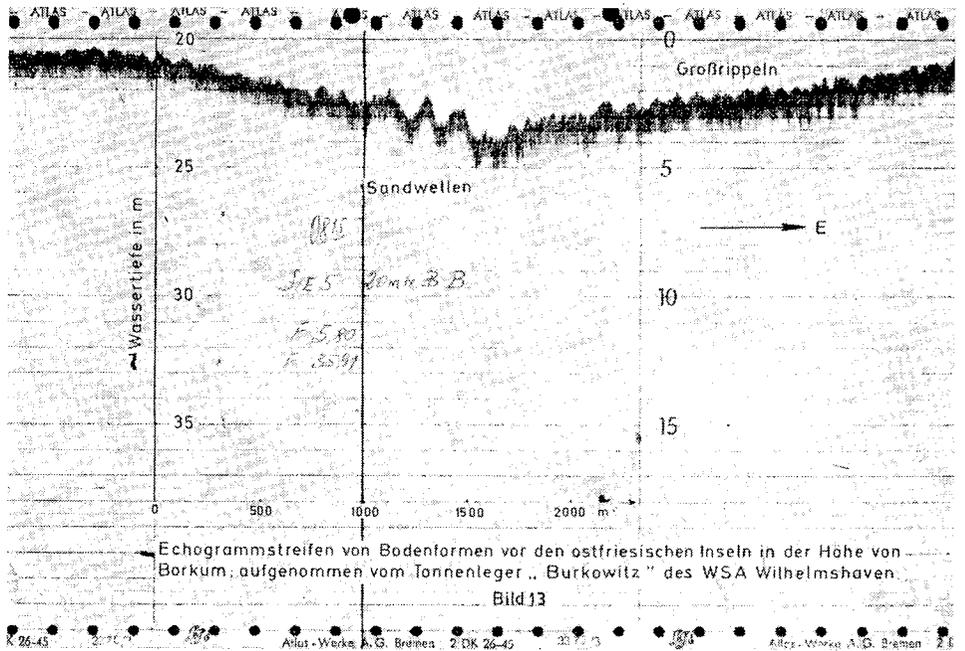


Bild 13

wellen auftretende Formen (Bild 13) erinnern in der Echographenabbildung eher an die submarinen Sanddünen (Talabstand 100—300 m, Höhe 1—1,5 m). Wohl gehören der Größe nach die beiden Vollformen zu den submarinen Sanddünen; doch die äußerst geringen Böschungen und niedrigen Höhen stellen eine Formvariante dar, für die eher die Bezeichnung submarine Sandwelle zutrifft.

Die submarinen Sandwellen bewegen sich nach Osten, Süden und Westen, wobei die östliche Komponente überwiegt.

Die häufige Grundform der Sandbewegung scheint die Großrippel zu sein, deren Entstehung den kleineren Strömungsgeschwindigkeiten und größeren Wassertiefe zuzuschreiben ist, die hier nicht zur Bildung von submarinen Sanddünen ausreichen. Der Aussagewert der dargestellten Echogramme ist noch nicht sehr groß; er läßt sich aber durch sehr genaue Ortung, Durchführung der Lotungen bei ruhiger Wetterlage und zuverlässiger „Beschickung“ auf den wahren Wasserstand verbessern.

Die Klärung des Wandels des Formenschatzes dieses Meeresbereiches erfordert daher noch weitere Untersuchungen.

### 3.22 Veränderung des Bodenreliefs in dem Wangerooger Fahrwasser

Zur Überwachung der Fahrwassertiefen werden von dem Wasser- und Schiffsamt Wilhelmshaven in einem Jahr wiederholt mehrere Peilungen im Fahrwasser durchgeführt. Die Abstände der Peilungen betragen 30—50 m parallel zum Fahrwasserrand und etwa 200 m quer dazu. Die Tiefenangaben sind auf mittleres Springtideniedrigwasser (MSP<sub>Tnw</sub>) des Pegels Mellum-Plate bezogen für das Untersuchungsgebiet. Die Genauigkeit von Echolotungen kann allgemein mit  $\pm 20$  cm angegeben werden.

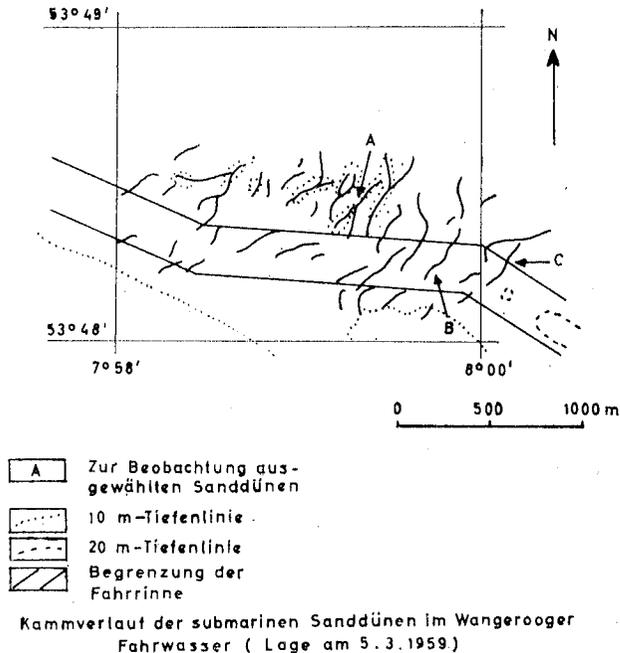


Bild 14

Auf diese Weise können nicht nur relativ kurzperiodische Formänderungen erfaßt werden, sondern sind auch bessere Möglichkeiten zu genauer Erklärung der Bewegungsvorgänge gegeben.

In dem Untersuchungsgebiet, das die Schiffahrtsrinne und nähere Umgebung umfaßt, beherrschen die submarinen Sanddünen in 10 bis 20 m Wassertiefe das morphologische Bild. Den flach nach Süden ansteigenden Südrand bedecken kleinere Formen, die Großrippeln. Die stark asymmetrischen submarinen Sanddünen besitzen keine durchgehende Anordnung (Bild 14). Sie sind unregelmäßig zerlappend ausgebildet, gelegentlich von tiefen Quervertiefungen getrennt. Allgemein liegen sie quer zu den Hauptströmen. Bei einer Durchschnittshöhe von 3—6 m und einen Talabstand von 100—200 m weisen die Steilhänge nach westlichen Richtungen. Weitere Daten sind aus der Tabelle 1 zu entnehmen:

Tabelle 1

L (Talabstand) m	H (Höhe) m	Index L : H
180	5,2	34,6
160	4,2	38,1
100	2,8	35,8
100	2,2	44,5
70	5,2	13,5
120	4,5	26,6
80	3,8	21,0
160	5,9	27,2
100	3,4	29,4
150	6,5	23,0
120	5,3	22,8
120	2,5	48,1
80	5,2	15,4
70	2,7	26,0
100	3,7	27,0
80	2,9	27,6
100	2,7	37,0

Im nördlichen Bereich des Untersuchungsgebietes weist der Ebbstrom die größten Geschwindigkeiten auf, wogegen im südlichen Teil die Flutstromgeschwindigkeiten überwiegen.

Nach neueren Untersuchungen wissen wir, daß im Wangerooger Fahrwasser das submarine Dünenfeld sich infolge des überwiegenden Ebbstroms (Bild 11) nach Westen (WNW) bewegt. Im Südrand der Rinne werden flutwärts gerichtete Tendenzen sichtbar, deren Erkenntnis allerdings nur auf Strömungsmessungen beruht.

Auf Grund der vorliegenden Unterlagen vorgenommene analytische Betrachtung der einzelnen Gruppen der submarinen Sanddünen hat zu folgenden Ergebnissen über ihre Formänderung geführt.

Die Bewegungen der einzelnen submarinen Sanddünen erfolgte zeitlich nicht auf den gleichen Wegstrecken. Die Verlagerungsgeschwindigkeit ist am Nordrand bzw. in der nördlichen Umgebung der Rinne um die Tonne 5 die größte (Bild 15); sie nimmt nach Westen ständig unter Umwandlung der parabelförmigen Düne in eine Düne mit geradem Kamm ab. Ob diese Form mit den in diesem Bereich (Tonne 5) auftretenden hohen

Strömungsgeschwindigkeiten ursächlich zusammenhängt, kann gegenwärtig noch nicht geklärt werden. Jedenfalls handelt es sich hier um einen kontinuierlichen Formenwandel der Sohle.

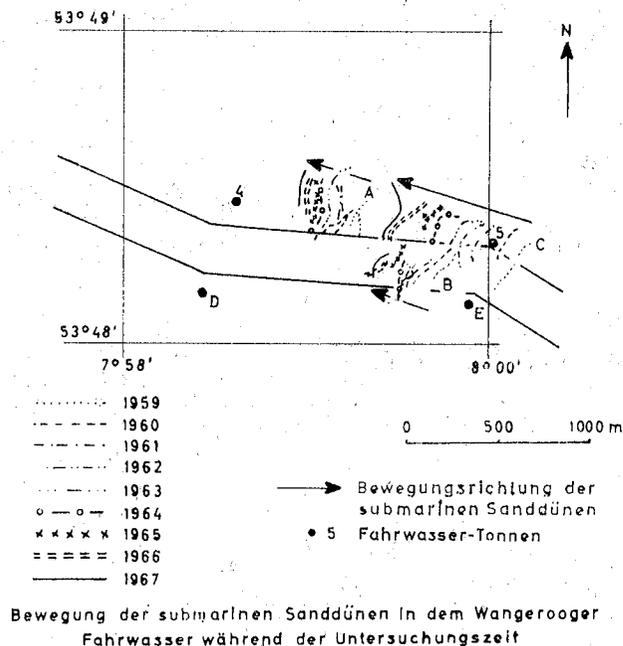


Bild 15

Schließlich kommt die Westwärtsbewegung über die Tonne 4 hinaus zum Stehen. Der zurückgelegte Weg beträgt für die Sanddüne C 770 m innerhalb der Untersuchungszeit und 370 m für Sanddüne A.

Der ins Fahrwasser weit hineinragende Teil der submarinen Sanddüne bleibt bei der Wanderung zurück bis er schließlich von dem Hauptkamm endgültig abgetrennt wird. Dieser Rest bildet dann mit der nachfolgend am Nordrand voreilenden Sanddüne eine neue bis zum südlichen Rand durchgehende Form. In der Mitte der Fahrrinne machen die Wanderwege (Sanddüne B) während der Untersuchungszeit nicht mehr als 350—400 m aus (Bild 15). Offensichtlich nimmt die maximale Flutstromgeschwindigkeit zum Südrand hin bereits so stark zu, daß sie die Großformen bei ihrer Westwärtsbewegung entscheidend beeinflusst.

Das kennzeichnende morphologische Bild ist die starke Vergabelung der submarinen Sanddünen.

Am Südrand der Rinne zeichnen sich die Grenzen zwischen den beiden Hauptbewegungen nicht mehr so klar ab, sie sind ständigen Änderungen unterworfen. Wo in einem Jahr eine in einer Ebbströmung gerichtete Tendenz erkennbar war, vermag später die flutwärts gerichtete zu dominieren. Dieser Umstand läßt sich ebenfalls an dem häufig wechselnden Formenwandel (Dünen mit symmetrischen und asymmetrischen Hängen, Parabelform, sehr kurzen ellipsen- bis kreisförmigen Gebilden) beobachten. Auf dem ansteigenden Südrand der Fahrrinne werden die submarinen Sanddünen zunehmend flacher und im niedrigeren Wasser (über — 10 m) werden sie von den Großrippeln abgelöst. Die Verschiebung jadowärts tritt häufiger in Erscheinung.

Aus der Zahl der neueren Untersuchungen und aus den bisherigen Darlegungen ergibt sich mit zunehmender Deutlichkeit, daß in diesem Bereich des Wangerooger Fahrwassers die Sandmassen die Fahrrinne nicht überqueren.

Die submarinen Sanddünen sind ihrer Natur nach verhältnismäßig stabil. Die umfangreichen Baggerarbeiten können sie weder bei ihrer Wanderung noch bei ihrer Entstehung hindern, höchstens modifizieren.

Die verhältnismäßig geringe Verlagerungsgeschwindigkeit der submarinen Sanddünen, ihre zum Teil ständige Richtungsänderung spricht für die Hypothesen, die mit einer starken Hin- und Herbewegung der Sandmassen rechnen. Damit müßte nach theoretischen Überlegungen der größte Teil der aufgebrachten Energie für Sandumlagerungen verbraucht werden.

#### 4. Bodenbewegung durch Seegang und Strömungen

##### 4.1 Allgemeines

Erläuterung der verwendeten Zeichen:

Zeichen	Bedeutung	Dimension
$\alpha$	Horizontale Amplitude der Wellenbewegung an der Oberfläche der Grenzschicht [vgl. Gleich. (5)]	m
$\beta$	Parameter ( $= \sqrt{\omega/2\nu}$ )	$m^{-1}$
d	Wassertiefe unter dem Ruhewasserspiegel	m
D	Korndurchmesser des Sandes	$10^{-3}$ m
e	natürliche Zahl ( $= 2,718 \dots$ )	—
$\varepsilon$	Rauhigkeitslänge ( $= \approx D$ )	$10^{-3}$ m
E [y]	Erwartungswert von y (statistischer Mittelwert)	wie y
$\eta$	Entfernung der Wasseroberfläche von der Ruhelage	m
g	Erdbeschleunigung	$ms^{-2}$
g*	Gramm — Gewicht (Gewichtseinheit)	g*
$\gamma_f$	spezifisches Gewicht des Wassers ( $= \rho_f \cdot g$ )	$Mp \cdot m^{-3}$
$\gamma_s$	spezifisches Gewicht des Sandkorns ( $= \rho_s \cdot g$ )	$Mp \cdot m^{-3}$
H	Wellenhöhe	m
L	Wellenlänge	m
m	Integrationsvariable	—
$\nu$	kinematische Zähigkeit des Wassers	$m^2 \cdot s^{-1}$
$\omega$	Kreisfrequenz ( $= \frac{2\pi}{T}$ )	$s^{-1}$
$\pi$	natürliche Zahl ( $= 3,1415 \dots$ )	—
$\rho_f$	Dichte des Wassers	$Mp \cdot m^{-4} \cdot s^2$
$\rho_s$	Dichte des Sandkorns	$Mp \cdot m^{-4} \cdot s^2$
$S_0$	pro $m^2$ Meeressohle mobilisierte Sandmenge	$g^*m^{-2}$
$S\eta\eta(\omega)$	spektrale Dichte des Seegangs	$m^2 \cdot s$
$Su_a u_a(\omega)$	spektrale Dichte von $u_a$	$m^2 \cdot s^{-1}$
Sinh (x)	hyperbolischer Sinus von x ( $= 0,5 (e^x - e^{-x})$ )	—
T	Wellenperiode	s
t	Zeitvariable	s

Zeichen	Bedeutung	Dimension
[TF]	Transfer-Funktion	—
$u^*$	Scherströmungsgeschwindigkeit in der Grenzschicht	$m \cdot s^{-1}$
$u^*_a$	Amplitude von $u^*$	$m \cdot s^{-1}$
$u_a$	= Wert von $u^*_a$ für $z = 0,35 D$	$m \cdot s^{-1}$
$v_q$	mittlere Geschwindigkeit der mobilisierten Sandkörner	$m \cdot s^{-1}$
$v$	Transportgeschwindigkeit	$m \cdot s^{-1}$
$x$	horizontale Koordinate	$m$
$z$	Vertikale Koordinate ( $z = 0$ an der Sohle)	$m$
$\Phi, \Psi$	Rechenhilfsgrößen (Variable)	—

Die in der Literatur veröffentlichten Untersuchungen über den Einfluß der Wellentätigkeit auf den Sandtransport sind nicht sehr zahlreich. Bei weitem beschränken sich die meisten Untersuchungen dieser Art außerdem auf eine Betrachtung des Sandtransports in den strandnahen Zonen, d. h. also im Flachwasser- und Übergangsbereich.

Wie G. E. Vincent gezeigt hat, erzeugen die fortschreitenden Wellen auch im Tiefwasser ( $d > L/2$ ) in ihrer Fortschrittsrichtung eine Transportströmung, die in Sohlennähe deutlich turbulent ist. Auf diese Weise verursachen die fortschreitenden Wellen im Tiefwasser durch direkte Mitnahme von Sand vermittels dieser Transportströmung unter Umständen einen gewissen Sandtransport, der hier als unmittelbar bezeichnet werden soll. Wesentlich intensiver dürfte jedoch zum Beispiel im ausgesprochenen Tiefwasser der Nordsee der von den Wellen nicht unmittelbar hervorgerufene Sandtransport sein. Dieser kommt dadurch zustande, daß Wellen von ausreichender Höhe und Länge im Tiefwasser in der „Grenzschicht“ an der Sohle sogenannte „Scherströmungen“ erzeugen. Diese Scherströmungen lösen Sandmengen aus der Sohle und halten sie in Schwebelage.

Die auf diese Weise von den Wellen „mobilisierten“ Sandmengen sind bei genügend großen Wellenabmessungen sehr beträchtlich. Von der mit den fortschreitenden Wellen direkt verbundenen relativ schwachen<sup>1)</sup> und nur intermittierend wirkenden Transportströmung (siehe oben) können sie daher im „Tiefwasser“ meistens nur in sehr geringem Umfang transportiert werden. Zu ihrer Weiterbewegung ist eine zusätzliche, hinreichend starke Transportströmung erforderlich. Als zusätzliche Transportströmungen kommen in der Nordsee in erster Linie Gezeitenströmungen und Driftströme in Betracht. Ihnen gegenüber dürften hier die Dichteströmungen und thermischen Strömungen nur eine relativ geringe Rolle spielen.

Da die Fortschrittsrichtung der Wellen im allgemeinen nicht mit der Richtung des Gezeitenstromes übereinstimmt, findet neben dem maßgeblichen Transport in Richtung des Gezeitenstromes noch ein sehr viel schwächerer Sekundärtransport in der von der Windrichtung abhängigen Fortschrittsrichtung der Wellen statt. (In der südlichen Nordsee werden beide Transportrichtungen häufig angenähert zusammenfallen).

Wo die Transportströmung so stark ist, daß von ihr die gesamten durch den Seegang mobilisierten Sandmengen abtransportiert werden können, geben diese ein relatives Maß

<sup>1)</sup> G. Vincent gibt den maximalen Wert von  $v$  an der Oberfläche der Grenzschicht mit

$$v_{\max} = \frac{1,376 T}{L} \cdot \left( \frac{\pi \cdot H}{T} \right)^2 \cdot \frac{1}{\operatorname{Sinh}^2 \left( \frac{2 \pi d}{L} \right)} \text{ an.}$$

Für  $H = 2 \text{ m}$ ,  $L = 40 \text{ m}$ ,  $d = 20 \text{ m}$  ( $T = \sim 5,2 \text{ sek}$ ) findet man  $v_{\max} = 0,021 \text{ ms}^{-1}$ .

für die Stärke des Sandtransports. Da die Gezeitenströme in der Nordsee sehr ausgeprägt sind, dürfte in deren Bereich die pro Zeiteinheit vom Seegang mobilisierte Sandmenge zumindest für längere Zeitabschnitte der Tide ein brauchbares relatives Maß für die dort herrschende Intensität des Sandtransports liefern.

Um einen Anhalt für die Stärke des Sandtransports im Bereich der Gezeitenströme der Nordsee zu bekommen, ist ein Verfahren entwickelt worden, das erlaubt, sowohl die von einheitlichen Dünungswellen als auch die von der spektralen Windsee im Tiefwasser „mobilisierten“ Sandmengen quantitativ zu ermitteln.

#### 4.2 Im Tiefwasser mobilisierte Sandmengen

##### 4.2.1 Durch einheitliche Dünungswellen im Tiefwasser mobilisierte Sandmenge

Durch Verbindung der von H. A. Einstein experimentell mittels der harmonisch oszillierenden Sandsohle erzeugten Scherströmungsverteilung mit der klassischen Wellentheorie und durch Anwendung des Relativitätsprinzips auf die Flüssigkeitsmechanik kann die durch einheitliche Wellen von der Höhe  $H$  und Länge  $L$  in der Grenzschicht an der Sohle erzeugte Scherströmungsverteilung durch die Gleichung:

$$(1) \quad u^* = \frac{\pi \cdot H}{T \cdot \text{Sinh} \left( \frac{2 \pi d}{L} \right)} \cdot \sqrt{1 + 0,25 e^{-2 \frac{133 z}{\alpha \beta \varepsilon}} - e^{-\frac{133 z}{\alpha \beta \varepsilon}} \cdot \cos (0,5 (\beta z)^{2/3})} \cdot \sin \left\{ \omega t + \arctg \left[ \frac{e^{-\frac{133 z}{\alpha \beta \varepsilon}} \cdot \sin (0,5 (\beta z)^{2/3})}{2 - e^{-\frac{133 z}{\alpha \beta \varepsilon}} \cdot \cos (0,5 (\beta z)^{2/3})} \right] \right\}$$

dargestellt werden.

Einsteins „bed load equation“ kann in der Form geschrieben werden:

$$(2) \quad \frac{30 \Phi}{1 + 30 \Phi} = \frac{2}{\pi \cdot \sqrt{2 \pi}} \cdot \int_0^{\pi/2} \left\{ \int_{(4 \Psi - 1,5)}^{\infty} e^{-\frac{m^2}{2}} dm \right\} d(\omega t)$$

mit

$$(3) \quad \Psi = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f} \cdot \frac{D \cdot g}{u_a^2}$$

Den in Gleichung (3) auftretenden Wert  $u_a$  erhält man aus  $u^*$ , indem man in Gleichung (1) ansetzt:

$$(4) \quad z = 0,35 D;$$

$$(5) \quad \alpha = \frac{H}{2 \text{Sinh} \left( \frac{2 \pi d}{L} \right)};$$

$$(6) \quad \beta = \sqrt{\omega/2\nu} \quad \text{mit } \nu = \sim 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1};$$

$$(7) \quad T = \sqrt{\frac{2 \pi L}{g}}; \quad \omega = \frac{2 \pi}{T}$$

Nach Berechnung von  $\Phi$  aus Gleichung (2) erhält man für die durch die einheitlichen Wellen pro Flächeneinheit der Meeressohle mobilisierte Sandmenge

$$(8) \quad S_0 = \frac{\gamma_s \cdot \Phi \cdot D^{3/2}}{v_q \cdot \sqrt{\frac{\gamma_f}{g(\gamma_s - \gamma_f)}}}, \text{ worin } v_q \text{ die mittlere Geschwindigkeit der vom}$$

Seegang mobilisierten Sandkörner bedeutet. Diese ergibt sich aus der Beschreibung der Grenzschicht. Wird sie z. B. auf das Niveau  $z = 0,35 \cdot D$  bezogen, so wird

$$(9) \quad v_q = u_a \cdot \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \sin(\omega t) d(\omega t) = \frac{2 u_a}{\pi}$$

#### Zahlenbeispiel:

Für einheitliche Dünungswellen mit  $H = 2$  m und  $L = 40$  m bei  $d = 20$  m und für  $D = 0,25 \cdot 10^{-3}$  m und  $\gamma_s = 2,65 \text{ g}^*/\text{cm}^3$  erhält man nach den Gleichungen (1) bis (9):  $S_0 = 5,0 \text{ g}^* \text{ m}^{-2}$ .

#### 4.22 Mathematische Formulierung der durch glatten spektralen Seegang mobilisierten Sandmengen

Hierzu wird an Gleichung (1) angeknüpft. Zu ihrer Herleitung wurde Airy's Wellentheorie benutzt. Dementsprechend ist zu setzen:

$$(10) \quad \eta = \frac{H}{2} \cdot \sin(\omega t)$$

Ein Vergleich von Gleichung (1) mit Gleichung (10) zeigt, daß eine lineare Beziehung besteht zwischen den Amplituden von  $u^*$  und  $\eta$ . Das gleiche gilt demnach auch für  $u_a$  und  $\frac{H}{2}$ .

Daher ist hier der Satz von Crandall und Mark anwendbar<sup>1)</sup>. Nach diesem Satz erhält man bei gegebenem Seegangsspektrum  $S_{\eta\eta}(\omega)$  für die zugehörige Verteilung der spektralen Dichte der Amplitude von  $u^*$  in der Grenzschicht:

(11)  $S_{u_a^* u_a^*} = [\text{TF}]^2 \cdot S_{\eta\eta}(\omega)$ , worin die „Transferfunktion [TF]“ bestimmt ist durch:

$$(12) \quad [\text{TF}] = \frac{\omega}{\text{Sinh}\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cdot \sqrt{[ \quad ]}$$

Der Ausdruck unter dem Wurzelzeichen ist in Gleichung (12) der gleiche wie in Gleichung (1). Im Tiefwasser kann man ansetzen:  $L = \frac{g T^2}{2\pi} = \frac{g 2\pi}{\omega^2}$  Daraus folgt:

$$(13) \quad \frac{2\pi d}{L} = \frac{d \omega^2}{g}$$

Die Amplitude  $u_a$ , die in Einsteins „bed load equation“ eingeht, erhält man aus der Amplitude  $u_a^*$ , indem man für  $z$  den Wert  $0,35 \cdot D$  einsetzt. Damit ergibt sich aus den Gleichungen (1), (11), (12) und (13):

$$(14) \quad S_{u_a u_a}(\omega) = \left[ \frac{\omega}{\text{Sinh}\left(\frac{d \omega^2}{g}\right)} \right]^2 \cdot \left\{ 1 + 0,25 e^{-0,7 \frac{133 D}{\alpha \beta \varepsilon}} - e^{-0,35 \frac{133 D}{\alpha \beta \varepsilon}} \cdot \cos(0,5 (0,35 \beta D)^{2/3}) \right\} \cdot S_{\eta\eta}(\omega)$$

<sup>1)</sup> Wegen der Veränderlichen  $\alpha$  vergleiche die im Anschluß an Gleichung (18) gemachten Ausführungen.

In Gleichung (14) ist wieder die spektrale Dichte nach dem Seegangsspektrum durch  $S_{\eta\eta}(\omega)$  bezeichnet. In den Gleichungen (2) und (3) zur Berechnung der durch gleichförmige Wellen mobilisierten Sandmenge tritt nicht  $u_a$  sondern  $u_a^2$  auf. Bei spektralem Seegang hat an die Stelle von  $u_a^2$  sinngemäß der spektrale „Erwartungswert“  $E[u_a^2] = \overline{u_a^2}$  zu treten. Dieser statistische Mittelwert entspricht der Verteilung der spektralen Dichte von  $u_a$ .

Bedeutet  $S_{\eta\eta}(\omega)$  die spektrale Dichte des Seegangs, so besteht nach Crandall und Mark zwischen  $E[\eta^2]$  und  $S_{\eta\eta}(\omega)$  die einfache Beziehung

$$(15) \quad E[\eta^2] = \overline{\eta^2} = \int_0^{\infty} S_{\eta\eta}(\omega) d\omega$$

Gilt ferner für die spektrale Dichte  $S_{yy}(\omega)$  einer vom Seegang abhängigen Veränderlichen  $y$  die Beziehung:

$$(16) \quad S_{yy}(\omega) = [TF]^2 \cdot S_{\eta\eta}(\omega),$$

so kann nach Nath und Harlemann der Erwartungswert von  $y^2$  berechnet werden vermittels der Gleichung

$$(17) \quad E[y^2] = \overline{y^2} = \int_0^{\infty} S_{yy}(\omega) d\omega = \int_0^{\infty} [TF]^2 \cdot S_{\eta\eta}(\omega) d\omega$$

Nach den Gleichungen (14), (16) und (17) erhält man für den der spektralen Windsee entsprechenden Mittelwert von  $u_a^2$ :

$$(18) \quad \overline{u_a^2} = E[u_a^2] = \int_0^{\infty} \left\{ 1 + 0,25 e^{-0,7 \frac{133 D}{\alpha \beta \varepsilon}} - e^{-0,35 \frac{133 D}{\alpha \beta \varepsilon}} \cdot \cos(0,5 (0,35 \beta D)^{2/3}) \right\} \cdot \left[ \frac{\omega}{\text{Sinh}\left(\frac{d\omega^2}{g}\right)} \right] \cdot S_{\eta\eta}(\omega) d\omega$$

Um die Anwendbarkeit des Satzes von Crandall und Mark zu erreichen, ist entsprechend den Gleichungen (5) und (13) angesetzt worden:

$$(19) \quad a = \frac{\overline{H}}{2 \text{Sinh}\left(\frac{d\omega^2}{g}\right)}$$

$\overline{H}$  ist zu bestimmen aus:

$$(20) \quad \overline{H}^2 = 4 \int_0^{\infty} S_{\eta\eta}(\omega) d\omega,$$

denn die Energie der Windsee pro Einheit der Meeresoberfläche kann ausgedrückt werden durch:

$$E = \frac{1}{8} \rho_f g \overline{H}^2$$

und durch

$$E = \frac{1}{2} \rho_f g \int_0^{\infty} S_{\eta\eta}(\omega) d\omega.$$

Statt Gleichung (3) hat man zu setzen:

$$(3a) \quad \Psi = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f} \cdot \frac{D \cdot g}{E[u_a^2]}$$

Die weitere Rechnung verläuft wie vorher, nur tritt in Gleichung (9) an die Stelle von  $u_a$  der Wert  $\sqrt{E[u_a^2]}$

#### 4.3 Zur Verwendung von Airy's Wellentheorie

Airy's Wellentheorie gilt nur für Wellen von kleiner Amplitude. Bei den vorbereitenden Überlegungen in Abschnitt 3.1 ist Airy's Wellentheorie angewendet worden, obwohl dort nicht Wellen von kleiner Amplitude betrachtet wurden. Die dadurch entstehende Ungenauigkeit ist erfahrungsgemäß nicht beträchtlich.

Bei der in Abschnitt 3.2 vorgenommenen Verallgemeinerung für spektrale Windsee sind „Elementarwellen“ von der sehr kleinen Amplitude

$$^a\omega = \sqrt{S\eta\eta(\omega)} \cdot \sqrt{d\omega} \text{ bzw. } ^a\omega = \sqrt{Su_a u_a(\omega)} \cdot \sqrt{d\omega}$$

betrachtet worden. Für diese gilt Airy's Wellentheorie exakt.

#### 4.4 Über die Grenzen der Anwendbarkeit des Verfahrens

Die Anwendbarkeit des Verfahrens ist auf den Tiefwasserbereich beschränkt. Das heißt alle hergeleiteten Gleichungen haben nur Gültigkeit so lange  $d > L/2$  bleibt.

Der Ausdruck für die Größe der vom Seegang mobilisierten Sandmenge enthält den Korndurchmesser  $D$ . Deshalb ist das Verfahren nur dort anwendbar, wo der Sand gut sortiert ist.

Den genauen Wert der in die Rechnung eingehenden Größe  $v_q$  wird man nur auf Grund von Feldversuchen angeben können.

Es wird darauf hingewiesen, daß das Berechnungsverfahren noch nicht anhand von Feldmessungen überprüft worden ist. Dieser Umstand dürfte seine praktische Anwendbarkeit und seine Aussagefähigkeit über die Naturverhältnisse nicht unwesentlich einschränken.

### 5. Feststoffbewegungen bei Strömungen

#### 5.1 Allgemeines

Erläuterung der verwendeten Zeichen:

$\rho$	spezifische Masse der Flüssigkeit	[g cm <sup>-3</sup> ]
$\rho_s$	spezifische Masse des Sohlenmaterials	[g cm <sup>-3</sup> ]
$\rho'$	$= \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$	[1]
$\nu$	kinematische Viskosität	[cm <sup>2</sup> · s <sup>-1</sup> ]
$g$	Schwerebeschleunigung	[cm · s <sup>-2</sup> ]
$h$	Wassertiefe	[cm]
$z$	vertikale Achse	[cm]
$D$	charakteristischer Korndurchmesser	[cm]
$I$	Energieliniengefälle	[1]
$\tau$	Schubspannung an der Sohle	[gcm <sup>-1</sup> s <sup>-2</sup> ]
$\tau_0$	Schubspannung an der Sohle bei Beginn des Feststofftransportes	[gcm <sup>-1</sup> s <sup>-2</sup> ]
$v$	Fließgeschwindigkeit	[cm s <sup>-1</sup> ]
$u_+^*)$	Schubspannungsgeschwindigkeit	[cm s <sup>-1</sup> ]

\*) Das hier verwendete Zeichen  $+$  steht an Stelle eines tiefstehenden Sternchens (\*).

w	Fallgeschwindigkeit eines Korns in ruhigem Wasser	[cm s <sup>-1</sup> ]
c	Konzentration (Masse der Substanz : Masse der Lösung)	[1]
c <sub>a</sub> , c <sub>z</sub>	Konzentration in der Höhe z = — a, z = — z	[1]
ε <sub>K</sub>	Adhäsionsparameter	[dyn · cm <sup>-1</sup> ]
κ	Karman — Konstante	[1]
q' <sub>s</sub>	spezifischer Feststofftransport (Gewicht unter Wasser pro Breiten- und Zeiteinheit)	[g · s <sup>-3</sup> ]
Re <sub>+</sub> , Re <sub>w</sub>	Reynoldssche Zahlen	[1]
Fr <sub>+</sub> , Fr <sub>w</sub>	Froudesche Zahlen	[1]
G <sub>+</sub>	Transportzahl	[1]
D <sub>+</sub>	Sedimentdurchmesser	[1]

Der Feststofftransport in offenen Gerinnen gehört zu den sehr komplexen Problemen der Hydraulik. Dabei muß grundsätzlich unterschieden werden ob es sich um eine richtungskonstante Strömung handelt (Gerinne im Binnenland) oder ob sich die Strömungsrichtung in einem bestimmten Rhythmus umkehrt (Gerinne unter Gezeitenwirkung).

Die Tidenströme sind im allgemeinen Mischsysteme, wobei die im Mündungsbereich vorhandene Schwingung stromaufwärts zugunsten einer bevorzugten Richtung abgebaut wird und schließlich an der Tidegrenze in den richtungskonstanten Abfluß übergeht.

Da man beim richtungskonstanten Abfluß in einem Beobachtungsabschnitt auch Gleichförmigkeit voraussetzen kann, erschließt sich diese Strömungsform auch leichter allgemeingültigen Betrachtungen, die gewisse Aussagen über die Charakteristika des Feststofftransportes erlauben.

Die Vorgänge beim stetigen Wechsel der Strömungsrichtung, der in den Tidenströmen auftritt, sind ungleich komplizierter und bis heute nicht genau bekannt. Abgesehen von der Schwierigkeit der Deutung von Dichte- oder Corioliseffekten, werden Beschleunigung und Verzögerung der Strömung den Feststofftransport beeinflussen.

Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich deshalb nur auf richtungskonstante Strömungen, die der Ausgang für spätere grundlegende Untersuchungen für die Bedingungen bei wechselnder Strömungsrichtung sein sollen.

## 5.2 Dimensionslose Parameter

Der spezifische Feststofftransport läßt sich folgendermaßen ausdrücken

$$q'_s = f(\varrho, \varrho', \nu, g, D, u_+)$$

Die in dieser Gleichung enthaltenen Kennzahlen beschreiben die Eigenarten der Sohle und diejenigen des auf die Sohle und das Korn einwirkenden Mediums. Dabei wird die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_+$  benutzt. Der Zusammenhang zwischen der Schubspannung und der Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_+$  ergibt sich aus

$$\tau = \varrho \cdot g \cdot h \cdot I$$

und

$$u_+ = \sqrt{g \cdot h \cdot I}$$

zu

$$\tau = \varrho \cdot u_+^2$$

oder bekannter

$$u_+ = \sqrt{\tau/\varrho}$$

Aus den Kennzahlen lassen sich mit Hilfe der Dimensionsanalyse verschiedene dimensionslose Parameter bestimmen:

$$\frac{u_+ \cdot D}{\nu} = \text{Re}_+ \quad \frac{u_+^2}{\rho' \cdot g \cdot D} = \text{Fr}_+ \quad \frac{q'_s}{\rho' \cdot u_+^3} = G_+$$

$\text{Re}_+$  wird als Reynoldssche Zahl des Korns bezeichnet

$\text{Fr}_+$  ist eine von Shields als „Schleppspannungsbeiwert“ bezeichnete Froudesche Zahl

$G_+$  wird als Transportzahl bezeichnet

Für die Beurteilung der Verteilung der schwebend transportierten Körner hat sich der Ausdruck

$$Z = \frac{w}{\kappa \cdot u_+}$$

als vorteilhaft erwiesen.

Sämtliche Gruppierungen enthalten die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_+$ , die von den hydraulischen Verhältnissen des Gerinnes abhängt. Für bestimmte Probleme ist es günstig, einen Parameter zu verwenden, der lediglich von den Materialeigenschaften der Sohle und der Flüssigkeit abhängt.

$$\text{Aus} \quad \frac{\text{Re}_+^2}{\text{Fr}_+} = \frac{\rho' \cdot g \cdot D^3}{\nu^2}$$

ergibt sich

$$D_+ = \left( \frac{\rho' \cdot g}{\nu^2} \right)^{1/3} D$$

Diese Zahl wird von Bonnefille als „Sedimentdurchmesser“ bezeichnet und hängt für konstante Material- und Flüssigkeitseigenschaften linear vom Korndurchmesser ab.

### 5.3 Der Beginn des Feststofftransportes

#### 5.3.1 Bonnefille, Pernecker, Vollmers

Für die meisten morphologischen Probleme ist es von Bedeutung, den Zeitpunkt zu kennen, an dem das Sohlmaterial durch die Strömung in Bewegung gesetzt wird. Allerdings ist die Definition dieses Zeitpunktes von der Subjektivität des Beobachters abhängig, der einen bestimmten Bewegungszustand als Transportbeginn bezeichnet. Diese Unsicherheit läßt sich bei der reinen Beobachtung nicht vermeiden.

Shields hat zuerst die Allgemeingültigkeit des Feststofftransportbeginns gezeigt. Allerdings ließ sich in der von ihm gewählten Darstellungsart kein geschlossener Ausdruck für die Parameter ableiten. Bonnefille ist es durch die Darstellung bekannter Ergebnisse für den Beginn des Feststofftransportes in Abhängigkeit von  $D_+$  und  $\text{Re}_+$  gelungen, die unhandliche Shieldssche Kurve in eine leicht anwendbare Form umzuwandeln. Unter Verzicht auf eine Wiedergabe der Meßpunkte sind die beiden gefundenen Abhängigkeiten in Bild 16 eingetragen. Es gelten

$$D_+ = 2,5 \text{Re}_+^{4/5} \quad \text{Re}_+ < 12$$

$$D_+ = 3,8 \text{Re}_+^{5/8} \quad \text{Re}_+ > 12$$

Aus der Beziehung

$$D_+ = \frac{1}{\text{Fr}_+^{1/3}} \text{Re}_+^{2/3}$$

läßt sich jeweils für  $\text{Re}_+ > 300$  der Beginn des Feststofftransportes nach Shields ( $\text{Fr}_+ = 0,06$ )

$$D_+ = 2,56 \text{Re}_+^{2/3}$$

und nach Meyer-Peter ( $\text{Fr}_+ = 0,047$ )

$$D_+ = 2,77 \text{Re}_+^{2/3}$$

in der neuen Schreibweise ableiten.

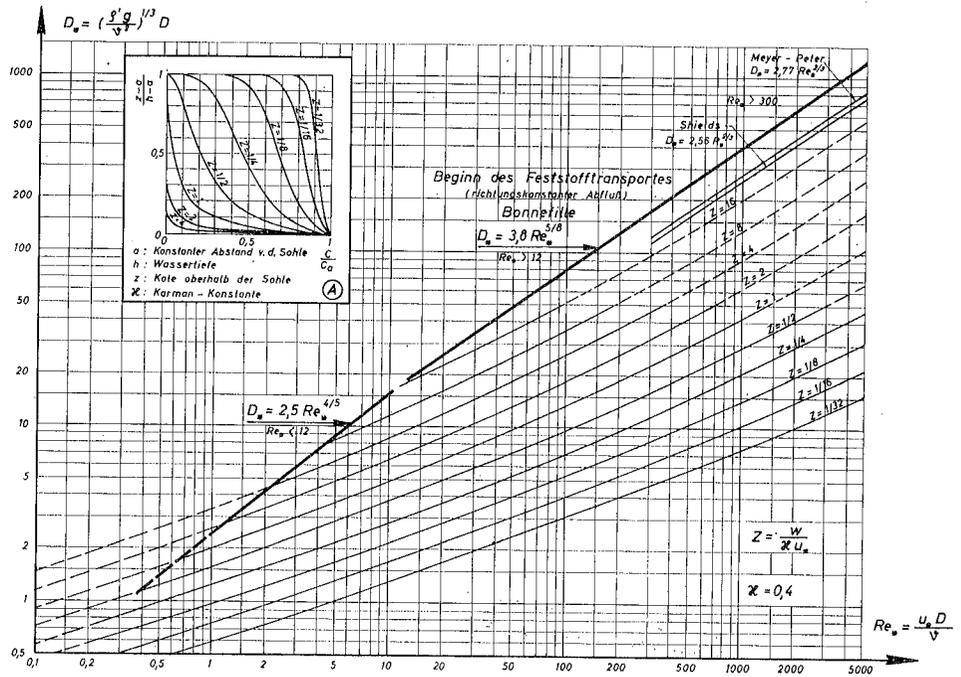


Bild 16  
Schwebstoffkonzentrationsverteilung in einer gleichförmigen Strömung

Während der Gültigkeitsbereich der von Bonnefille angegebenen Abhängigkeit für  $Re_+ > 12$  bis  $Re_+ \sim 50\,000$  durch Pernecker und Vollmers bestätigt wurde, stellten die selben Autoren fest, daß für  $D_+ = 2,5 Re_+^{4/5}$  die globale Angabe  $Re_+ < 12$  eingeschränkt werden muß.

Auf Bild 17 sind die wesentlichen Ergebnisse fremder und eigener Untersuchungen (Vollmers, Pernecker) für feinkörnige Materialien in der Darstellung  $D_+ - Re_+$  eingetragen. Bis  $D_+ = 2,5$  ( $Re_+ = 1$ ) wird der Beginn des Feststofftransportes durch die Gerade  $D_+ = 2,5 Re_+^{4/5}$  beschrieben. Dann beginnt ein Übergangsbereich. Die hydraulischen Bedingungen bleiben zunächst trotz abnehmender Materialkonstanten gleich, um dann etwa der Abhängigkeit  $D_+ = Re_+^2$  zu folgen.

Nach den neuen Untersuchungen läßt sich für  $D_+ = 2,5 Re_+^{4/5}$  der untere Gültigkeitsbereich auf  $Re_+ \sim 1$  festlegen.

Das Verhalten des Materials mit  $D_+ < 1$  weicht von den bisher beobachteten Materialien ab. Für einen Sand mit  $D_+ = 0,98$  ( $D_{50} = 0,004$  cm) ließ sich der Bewegungsbeginn durch die Beobachtung nicht mehr eindeutig bestimmen, da die oberste Schicht des Materials unter Wasser eine zusammenhängende Haut bildete, die zunächst nicht aufriß. Nur stellenweise wanderten auf dieser Haut kleine Korngruppen (Grobanteil des Kornspektrums). Bakelit mit  $D_+ = 0,535$  ( $D_{50} = 0,004$  cm) verhielt sich ähnlich. Erst bei größeren Fließgeschwindigkeiten erfolgte ein Aufreißen der Oberschicht und sofortiger Übergang in Schweb. Das stellte auch Dou Go-zen bei seinen Untersuchungen fest.

Diese Erscheinung findet eine zumindest vorläufige Deutung durch die in Bild 16 eingetragenen Parameter  $Z$ .

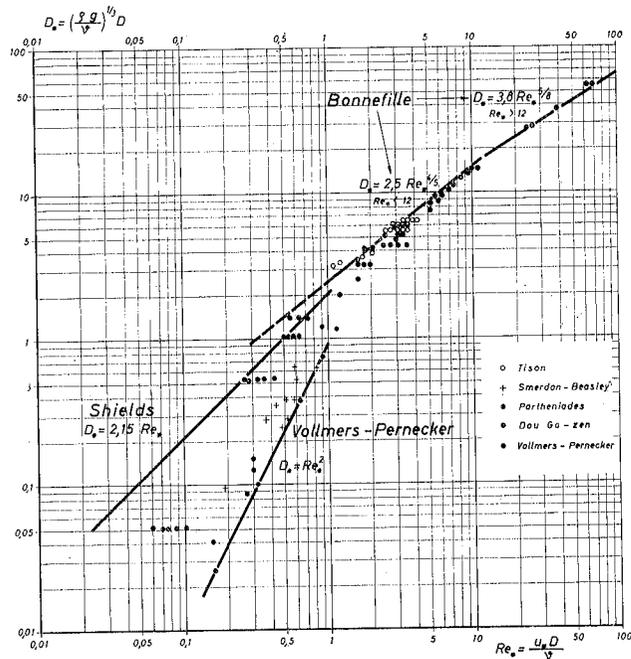


Bild 17  
Beginn des Feststofftransportes in dimensionsloser Darstellung  $D_+ - Re_+$

Für zweidimensionalen Abfluß läßt sich die Suspensionsverteilung in Abhängigkeit von der Wassertiefe folgendermaßen ausdrücken

$$\frac{cz}{ca} = \left( \frac{h-z}{z} - \frac{a}{h-a} \right) Z'$$

mit

$$Z = \frac{w}{\kappa \cdot u_*}$$

In Bild 16 (A) ist die mit diesen Ausdrücken berechnete Schwebstoffverteilung in einem breiten Gerinne eingetragen.

Die aus Beobachtungsergebnissen erhaltenen Abhängigkeiten der Fallgeschwindigkeiten von Körnern in ruhendem Wasser lassen sich mit Hilfe Reynoldsscher und Froudescher Zahlen ausdrücken. Man erhält dann mit

$$Re_w = \frac{w \cdot D}{\nu} \quad \text{und} \quad Fr_w = \frac{w^2}{g' \cdot g \cdot D}$$

analog

$$D_+ = \sqrt[3]{\frac{Re_w^2}{Fr_w}}$$

Für  $Re_w < 1$  wird mit  $Fr_w = \frac{Re_w}{18}$

$$D_+ = 2,62 Re_w^{1/3}$$

Für  $1 < Re_w < 500$  ergibt sich mit  $Fr_w = 0,072 Re_w^{3/6}$

$$D_+ = 2,408 Re_w^{0,467}$$

oder angenähert

$$D_+ \sim 2,2 Re_w^{1/2}$$

Man kann jetzt den Parameter  $Z$  als Funktion von  $Re_+$  und  $D_+$  ausdrücken

$$\text{für } Re_w < 1 \quad D_+ = 2,62 (Z \cdot \kappa \cdot Re_+)^{1/3} \text{ oder } Z = \frac{D_+^3}{18 \kappa Re_+}$$

$$\text{für } 1 < Re_w < 500 \quad D_+ = 2,2 (Z \cdot \kappa \cdot Re_+)^{1/2} \text{ oder } Z = \frac{D_+^2}{4,85 \kappa Re_+}$$

In Bild 16 sind die Parameter  $Z = \text{const.}$  in Abhängigkeit von  $D_+$  und  $Re_+$  eingetragen. Die Kurven zeigen die Tendenz, besonders die Gerade  $D_+ = 2,5 Re_+^{4/5}$  zu schneiden. Man kann daraus schließen, daß nach den Strömungsbedingungen eine entsprechende Schwebstoffverteilung möglich wäre. Durch die mit der Abnahme des charakteristischen Korndurchmessers parallel laufende Verringerung des Porenvolumens treten wahrscheinlich schon Kohäsionskräfte auf, die den Transportbeginn erst bei größeren  $Re_+$ -Zahlen eintreten lassen. Es erfolgt dann ein rasches Anwachsen der Suspensionskonzentration.

In der Praxis will man den Beginn des Feststofftransportes mit Hilfe leicht meßbarer Größen bestimmen. Das sind besonders die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v$ , die Wassertiefe  $h$  und der charakteristische Korndurchmesser  $D$ . Bonnefille schreibt die Strickler Formel

$$v = 21 \left( \frac{h}{D} \right)^{1/6} \sqrt{h I}$$

$$\text{oder} \quad u_+ = 0,15 \left( \frac{D}{h} \right)^{1/6} v$$

Jetzt wird in den Gleichungen

$$\left( \frac{\rho' g}{\nu^2} \right)^{1/3} = 2,5 \left( \frac{u_+ D}{\nu} \right)^{4/5} \quad Re_+ < 12$$

$$\text{und} \quad \left( \frac{\rho' g}{\nu^2} \right)^{1/3} = 3,8 \left( \frac{u_+ D}{\nu} \right)^{5/8} \quad Re_+ > 12$$

jeweils der Ausdruck für  $u_+$  substituiert. Man erhält dann Ausdrücke für  $v$ , die z. B. für Sand mit  $\rho' = 1,65$  und mit  $\nu = 0,01 \text{ cm}^2/\text{s}$  lauten

$$v = 22 h^{1/6} D^{1/12} \quad 0,01 \text{ cm} < D \leq 0,1 \text{ cm}$$

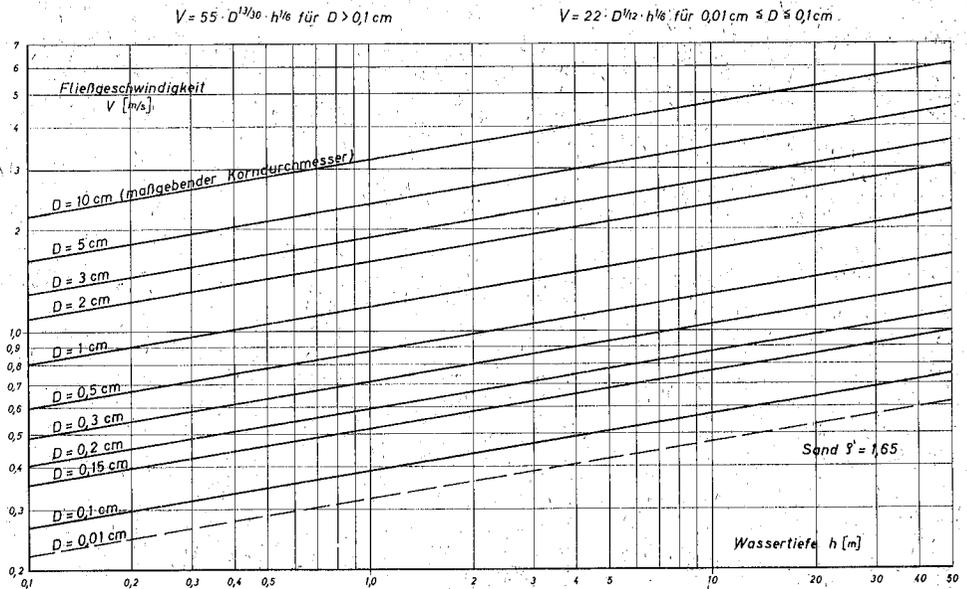
$$\text{und} \quad v = 55 h^{1/6} D^{13/60} \quad D > 0,1 \text{ cm}$$

Die nach diesen Gleichungen berechneten Abhängigkeiten zwischen  $v$ ,  $h$  und  $D$  sind in Bild 18 eingetragen und gestatten eine rasche Abschätzung, bei welchen hydraulischen Bedingungen sich ein bestimmtes Korn in Bewegung setzt. Es wird noch darauf hingewiesen, daß Bonnefille in seiner Arbeit übersehen hat, daß sein Nomogramm für  $D_+ = 4,0 Re_+^{5/8}$  (anstelle von  $D_+ = 3,8 Re_+^{5/8}$ ) ausgerechnet wurde. Ebenso ist das Nomogramm gerade noch bis  $D = 0,01 \text{ cm}$  anwendbar (gestrichelte Linie in Bild 18).

### 5.32 Dou Go-zen

Völlig anders hat Dou Go-zen einen Ausdruck für die mittlere Geschwindigkeit entwickelt, bei der sich ein Korn in Bewegung setzt. Im Gegensatz zu den anderen Autoren weist er den wesentlichen Einfluß der unmittelbar am Korn haftenden Wasserschicht nach und bestimmt aus Untersuchungen mit Quarzfäden einen Adhäsionsparameter  $\varepsilon_K = 2,56 \text{ [dyn/cm]}$  und einen Parameter für die Berührungstärke der Wasserschicht zwischen zwei Körnern  $\delta = 2,13 \cdot 10^{-5} \text{ [cm]}$ . Mit Hilfe dieser Größen und unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitsschwankungen wird schließlich eine Formel für  $v_{\text{mittel}}$  abgeleitet.

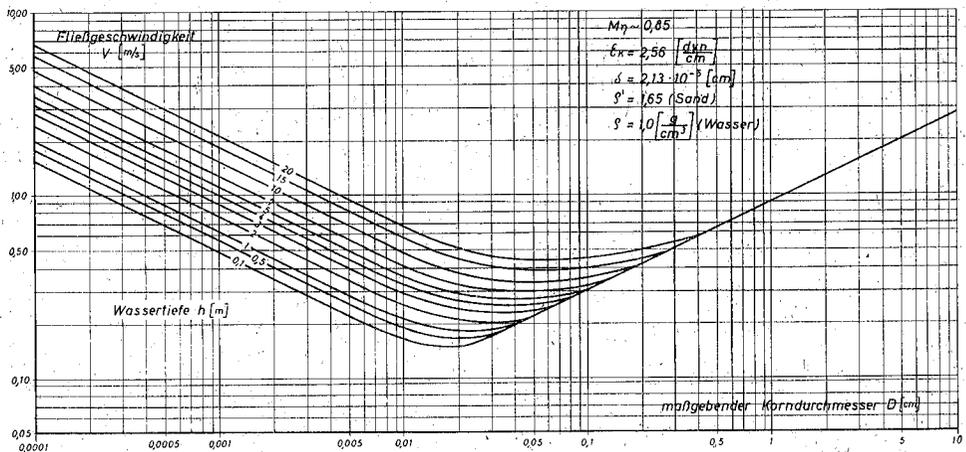
$$v_{\text{mittel}} = \frac{2,24}{M \eta} \sqrt{\rho' g D + 0,19 \frac{\varepsilon_K + g h \delta \rho}{D \rho}}$$



Der Parameter  $M\eta$  kann für die praktische Anwendung genau genug 0,85 gesetzt werden. Exakt stimmt dieser Wert bei Wassertiefen  $h > 70 \cdot D$ .

Bild 19 zeigt die nach dieser Gleichung gerechneten Abhängigkeiten  $v$ ,  $D$  und  $h$  für Sand mit  $\rho' = 1,65$ . Aus der Struktur der Formel geht hervor, daß der Einfluß der Wasser-

$$V_m = \frac{2,24}{M\eta} \sqrt{s' \cdot g \cdot D + 0,19 \cdot \frac{\epsilon_k + q \cdot h \cdot \delta s'}{D \cdot s'}}$$



tiefe mit zunehmender Korngröße abnimmt. Im übrigen stimmt die Form dieser Kurvenschar mit der früher von Hjulström gefundenen empirischen Abhängigkeit überein.

Die Grenzgeschwindigkeit hat im Bereich zwischen 0,02 cm bis 0,04 cm ein Minimum, um jeweils mit abnehmendem oder zunehmendem  $D$  zu wachsen.

#### 5.4 Der Feststofftransport

Die wichtigsten bekannten Transportgleichungen lassen sich im allgemeinen mit Hilfe dimensionsloser Gruppierungen darstellen.

Für die Gleichungen von Meyer-Peter, Einstein und Kalinske ergeben sich dann folgende Formen:

##### Meyer-Peter

Aus  $q'_s = 8 \sqrt{1/\rho} (\rho g h l - 0,047 \rho' \cdot \rho g \cdot D_m)^{3/2}$

wird  $G_+ = 8 \left( 1 - \frac{0,047}{Fr_+} \right)^{3/2}$

##### Einstein

Die Gleichung von Einstein ist eine Beziehung zwischen den Parametern

$$\Phi_+ = \frac{q'_s}{\rho' \rho g} \left( \frac{1}{\rho'} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{g D^3} \right)^{1/2} \quad \text{und} \quad \psi_+ = \frac{D}{h l}$$

Man erhält daraus

$$\Phi_+ = G_+ Fr_+^{3/2} \quad \text{und} \quad \psi_+ = \frac{1}{Fr_+}$$

##### Kalinske

Die Gleichung von Kalinske lautet

$$\frac{q'_s}{\rho' \rho g u_+ D} = 2,5 f \left( \frac{\tau_0}{\tau} \right)$$

darin ist

$$\frac{\tau_0}{\tau} = 0,12 \frac{\rho' \rho g D}{\rho g l h} = \frac{0,12}{Fr_+}$$

Der erste Ausdruck der Gleichung wird dann

$$\frac{q'_s}{\rho' \rho g u_+ D} = G_+ Fr_+$$

Sämtliche Gleichungen lassen sich in Abhängigkeit von der Transportzahl  $G_+$  und von  $Fr_+$  darstellen.

In Bild 20 (rechts oben) sind die Gleichungen eingetragen. Auf die Einzeldarstellung der Meßpunkte wurde hier verzichtet. Das schraffierte Feld gibt lediglich den Streubereich der Messungen verschiedener Autoren an.

Die eingerechneten Kurven haben bis  $G_+ \sim 2$  einen etwa gemeinsamen Verlauf.

Ab  $G_+ > 2$  nähern sich die Kurven rasch Grenz- (Meyer-Peter  $G_+ = 8$ ) bzw. Maximalwerten (Einstein  $G_+ \sim 9,5$ ;  $Fr_+ \sim 0,4$  und Kalinske  $G_+ \sim 3,3$ ;  $Fr_+ \sim 0,3$ ). Für Einstein und Kalinske ergibt sich sogar eine Abnahme der Transportzahl  $G_+$  mit zunehmendem  $Fr_+$ .

In dem Bereich  $10 < G_+ < 50$  erfolgt der Feststofftransport bereits als Suspension, die bei  $G_+ \sim 50$  5% erreicht. Außer der modifizierten  $\Phi_+ - \psi_+$  Abhängigkeit (Einstein-Brown) beschreibt keines der anderen Gesetze diesen Bereich.

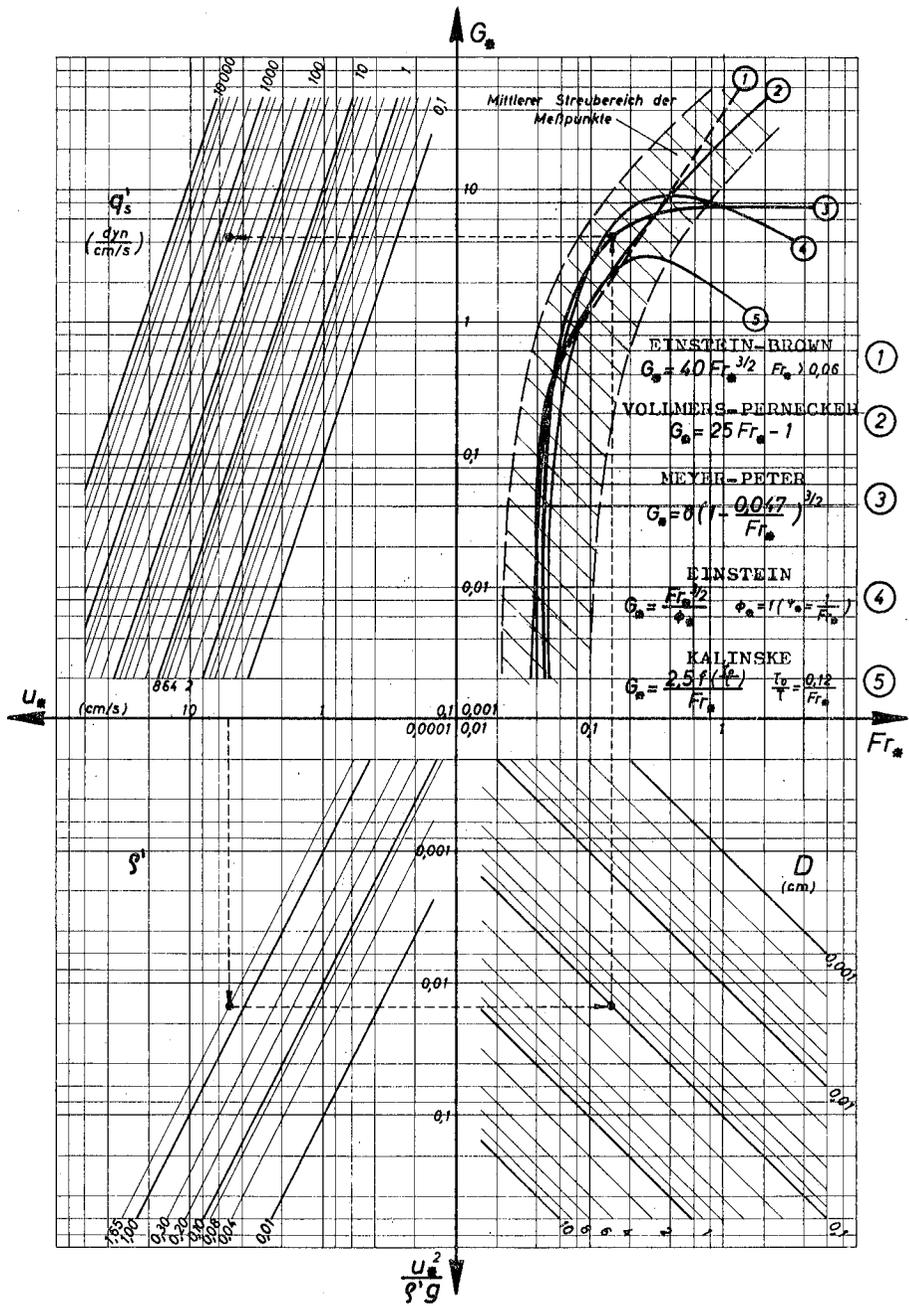


Bild 20  
 Feststofftransportgleichungen in dimensionsloser Darstellung  $G_s - Fr_*$   
 und Anwendungsmöglichkeit durch ein Nomogramm

Die lineare Abhängigkeit  $G_+ = Fr_+ - 1$  (Bild 20) wird als eine vereinfachte Beschreibung des Transportphänomens in dieser Darstellung vorgeschlagen.

Mit Hilfe des Nomogramms (Bild 20) lassen sich aus den Strömungsbedingungen ( $u_+$ ) und den Materialkennwerten der Sohle ( $\rho'$ ,  $D$ ) die Beziehungen zwischen den verschiedenen vorgeschlagenen Transportfunktionen  $G_+ = f(Fr_+)$  und der transportierten Feststoffmenge ( $q'_s$ ) herstellen. Zum Beispiel erhält man für  $u_+ = 5$  cm/s, Sand mit  $\rho' = 1,65$  und  $D = 0,1$  cm nach der Funktion von Meyer-Peter ein  $q'_s = 600$  dyn/cm. s.

Dieses Nomogramm erlaubt, bei verschiedenen gemessenen Strömungsbedingungen eines Gerinnes mit bekannten Materialeigenschaften der Sohle und gemessenen Feststoffmengen, die dem Gerinne eigene Transportfunktion zu bestimmen.

## Abteilung II — Seeschifffahrt

### Thema 5 b

**Verfahren zur Bestimmung der Entwurfsbedingungen, die für eine wirtschaftlich befriedigende Planung von Seebauwerken erforderlich sind, hinsichtlich Wahrscheinlichkeit der Beschädigung oder Zerstörung des Bauwerkes, bestimmt durch seine Merkmale in Abhängigkeit von Richtung und Dauer des Seeganges und der Wellen.**

von

Universitätsdozent Dr.-Ing. Alfred Führböter, Technische Universität Hannover, Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau; Regierungsbaudirektor Dipl.-Ing. Martin Hager, Bundesverkehrsministerium, Bonn; o. Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Walter Hensen, Technische Universität Hannover, Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau; Regierungsdirektor Dr. Gerhard Tomczak, Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg.

Thema: Messungen von Seegang und Seegangswirkungen

Inhalt	Seite
1. Zusammenfassung .....	285
2. Die Verschiedenheit des Seeganges in der Deutschen Bucht .....	286
3. Wellenhöhe und Wellendruck bei MACH-Reflexion-Messungen am Hafen Eckernförde .....	295
4. Der Druckschlag durch aufschlagendes Wasser als statistischer Vorgang — Untersuchungen im Naturmaßstab .....	303
5. Schriftumsverzeichnis .....	309

#### 1. Zusammenfassung

Im ersten Teil wird aus Seegangsmessungen an verschiedenen Stellen der Deutschen Bucht die hohe Abhängigkeit des Seeganges von der Wassertiefe und der Morphologie des Untersuchungsgebietes nachgewiesen. Insbesondere die Windrichtung hat entscheidenden Einfluß, wenn der Seegang in Wattengebieten aus großen Prielen einläuft; bei Tidehochwasser kann in Flachwassergebieten die Wellenhöhe über doppelt so hoch sein wie bei Tideniedrigwasser.

Der zweite Teil behandelt Naturmessungen an einem Hafen an der Ostsee, an dem starke MACH-Reflexionen festgestellt wurden. Die größte Aufsteilung entstand bei Wellen, deren Fortschrittsrichtung mit der Mole einen Winkel von  $10^\circ$  bis  $15^\circ$  einschloß. Es wurde die Druckverteilung gemessen und festgestellt, daß trotz des spitzen Winkels die Druckverteilung der einer totalreflektierten Welle näher als der einer fortschreitenden Welle ist.

Im dritten Teil werden Untersuchungsergebnisse über Druckschlag durch aufprallendes Wasser mitgeteilt. Im Naturmaßstabe wurden im Laboratorium Druckschläge untersucht; es wurde eine statistische Verteilung festgestellt. Wichtig ist das Ergebnis, daß schon eine dünne Wasserschicht auf der Aufprallfläche genügt, um die Druckschläge völlig zu unterdrücken (Wasserpolsterwirkung). Dies ist von Bedeutung für Böschungen von Deckwerken und Deichen, die durch schweren Seegang beansprucht werden.

## 2. Die Verschiedenheit des Seeganges in der Deutschen Bucht

Zur Beurteilung der Seegangsbelastung von Bauwerken sind zwei Fragen von Bedeutung:

Wie häufig treten Wellen von bestimmter Höhe und Periode am Ort auf?

Mit welcher voraussichtlich größten Wellenhöhe und welcher zugehörigen Periode ist zu rechnen?

Da Formeln zur Seegangsberechnung an Hand meteorologischer Daten sowohl für die freie See als auch für küstennahe Flachwassergebiete bestehen [4], kann man die obigen Fragen angenähert beantworten, wenn man für die in Frage kommenden Seegebiete aus langjährigen Beobachtungen statistisch gesicherte Angaben über die Häufigkeit bestimmter Windrichtungen und Windstärken besitzt und gut begründete Vorstellungen über die räumliche Ausdehnung eines Orkans und dessen Dauer hat.

Die Berechnungsverfahren gelten jedoch nicht für orographisch so schwierige Küstenzonen wie die durch Sandbänke, Watten und Priele charakterisierten Seegebiete der

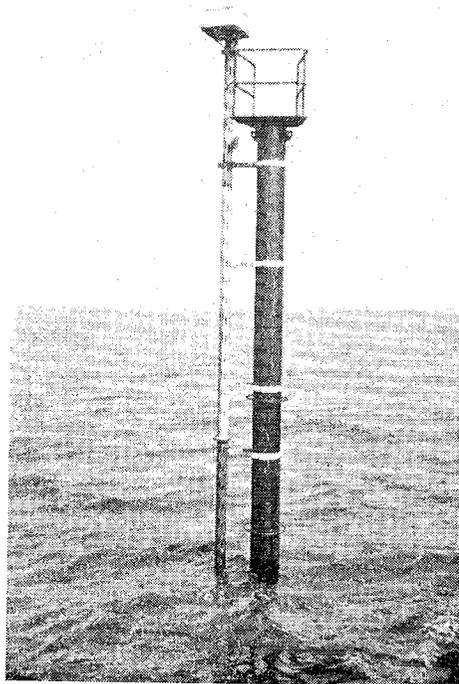


Bild 1

Deutschen Bucht, wie von H. Gienapp [8] am Beispiel einer Beobachtungsstation vor der Wesermündung nachgewiesen werden konnte. Außer durch Refraktion und Dämpfung werden die von der freien See hereinlaufenden Wellen in solchen Gebieten noch durch die Richtung und Stärke des Gezeitenstromes und die Höhe der Gezeit beeinflusst. Die erforderlichen Seegangdaten müssen in solchen Fällen unmittelbar durch Messung am Ort bestimmt werden. Dabei kann man sich nicht mit Einzelmessungen begnügen, sondern muß — dem statistischen Charakter der Fragestellungen entsprechend — eine Vielzahl von Messungen zugrundelegen, die sich möglichst gleichmäßig auf die verschiedenen meteorologischen Bedingungen erstrecken müssen.

Ein Gerät, das diese Forderungen erfüllt, wurde unter Anwendung eines von Wemelsfelder [17] angegebenen Prinzips beim Deutschen Hydrographischen Institut gebaut. In Abb. 1 ist eine Station dieses „Wellenpegels“ bei 13 m Wassertiefe abgebildet. Das Gerät ist an einem fest im Boden stehenden Trägerrohr montiert. In einem zweiten, durchbrochenen Rohr folgt ein Schwimmer frei den Wellenbewegungen. Seine Auf- und Abwärtsbewegung wird auf das Schreibgerät übertragen, das sich in einem wasserdichten Kasten am oberen Ende des Rohres befindet. Die Arbeitsweise des Registrierteiles ist rein mechanisch. Abb. 2 zeigt den Registriertisch, auf dem eine Schreibfeder die Bewe-

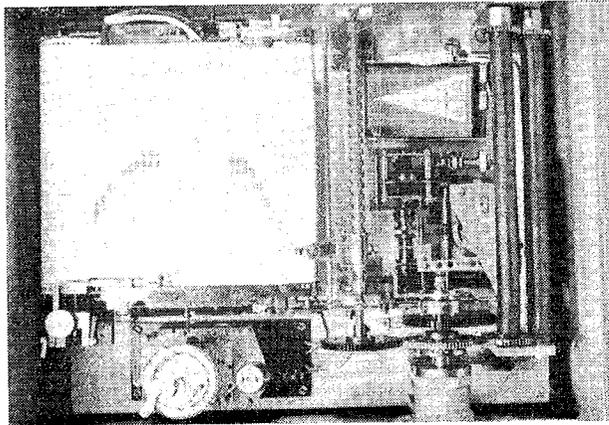


Bild 2

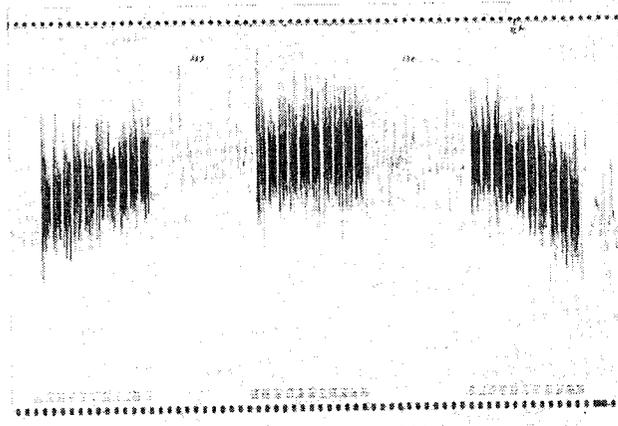


Bild 3

gungen des Schwimmers aufzeichnet, und einen Teil des Steuermechanismus. Dieser sorgt für eine automatische Auswahl der Registrierzeiten in Abhängigkeit von den Wellenhöhen. Eine geeignete Zählvorrichtung summiert die an der Station auftretenden Wellenhöhen und schaltet nach einer Summe von jeweils 3 000 m ein mit gleichmäßiger Geschwindigkeit ablaufendes Federtriebwerk ein, so daß die vom Seegang hervorgerufenen Auslenkungen der Schreibfeder für eine Dauer von 2 Minuten vollständig aufgezeichnet werden. In Abb. 3 ist eine Registrierung wiedergegeben. Die zwischen den ausführlichen Aufzeichnungen des Seegangs an der Station auftretenden Wellen gehen jedoch nicht völlig verloren. 10 Abschnitte mit einer Summe von je 60 m Wellenhöhe werden in den in Abb. 3 erkennbaren Blöcken bei nur geringem Papiervorschub aufgezeichnet. Sie geben einen Überblick über die in diesem Zeitraum aufgetretenen höchsten Wellenberge und -täler. Zugleich werden die für je 300 m Wellenhöhe benötigten Zeiten gedruckt (unterer Bildrand). Aus diesen Zeiten, der jeweiligen Summe der Wellenhöhen und der mittleren Periode, die aus dem Abschnitt der Schnellregistrierung bestimmt wird, läßt sich die mittlere Wellenhöhe im Zeitpunkt der Schnellregistrierung berechnen. Das Gerät bedarf außer einer Batterie für ein Uhrwerk, von dem die Zeiten für die Dauer der Blöcke und Zeitmarken gegeben werden, keiner besonderen Energiequelle. Die Energie für den Betrieb, und zwar für den Papiertransport, den Steuermechanismus und die Schnellregistrierung wird dem Seegang entnommen, indem die Bewegungen des Schwimmers alle diese Vorgänge steuern. Dadurch ist die Dauer, die der Wellenpegel sich selbst überlassen werden kann, lediglich eine Frage des Papiervorrates für die Registrierung. Dieser ist so gewählt, daß die Stationen in Abständen von etwa 2 Monaten besucht werden müssen. In dieser Zeit erfolgen bis zu 180 ausführliche Aufzeichnungen des Seeganges. In etwa 1½ Jahren kann man auf diese Weise eine ausreichende Anzahl von Einzelmessungen gewinnen, um statistische Aussagen über die Seegangswerte am Ort (Höhe, Periode) in Abhängigkeit von der Windrichtung und -stärke zu machen, die man für jede Schnellregistrierung aus meteorologischen Beobachtungen am Ort oder aus Wetterkarten bestimmt.

Die Bearbeitung einer genügend hohen Zahl von Einzelbeobachtungen — 1 500 bis 2 000 — führt zu einer „Seegangscharakteristik“ der betreffenden Station, die es gestattet, für jede Windrichtung und -geschwindigkeit den zugehörigen Mittelwert der charakteristischen Wellenhöhe und der Periode am Diagramm abzulesen. In den Abb. 4 a bis d sind die Charakteristiken von 4 Stationen dargestellt:

- Station Wangerooze: 7°55,7' E, 53°48,4' N, Wassertiefe bei K.N.: 6 m
- Station Mellum-Plate: 8° 5,6' E, 53°46,4' N, Wassertiefe bei K.N.: 13 m
- Station Außeneider 8°30,5' E, 54°14,6' N, Wassertiefe bei K.N.: 7 m
- Station Westerland: 8°17,6' E, 54°54,9' N, Wassertiefe bei K.N.: 3 m

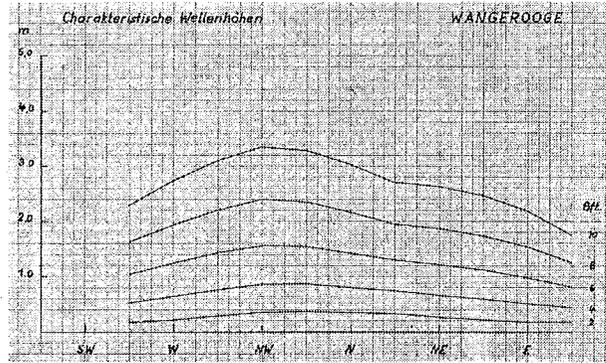


Bild 4 a

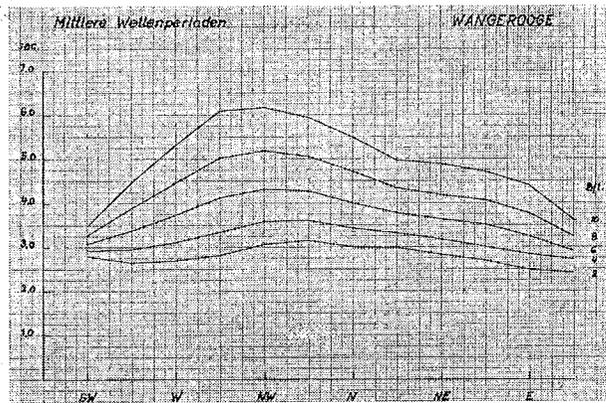


Bild 4 a

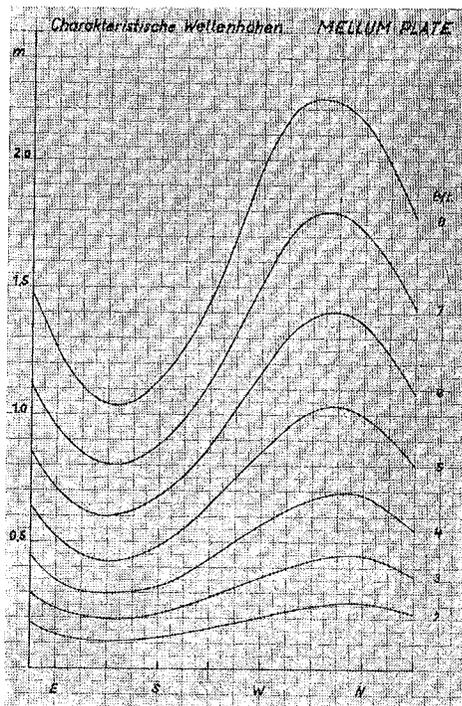


Bild 4 b

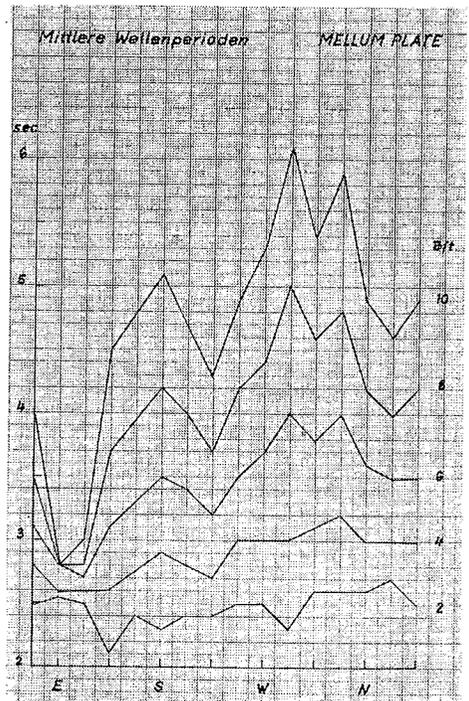


Bild 4 b

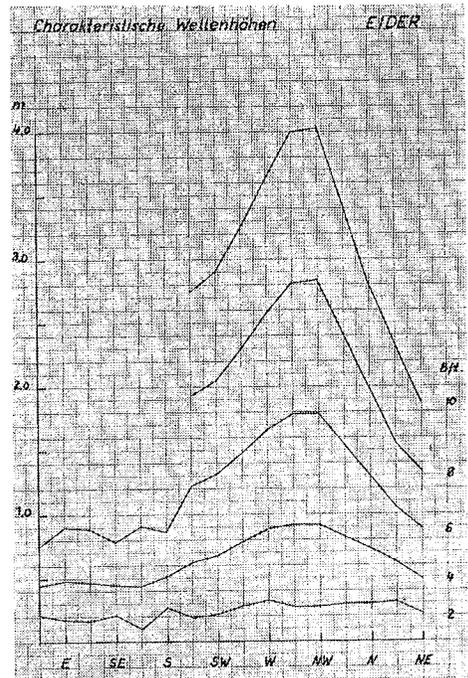


Bild 4 c

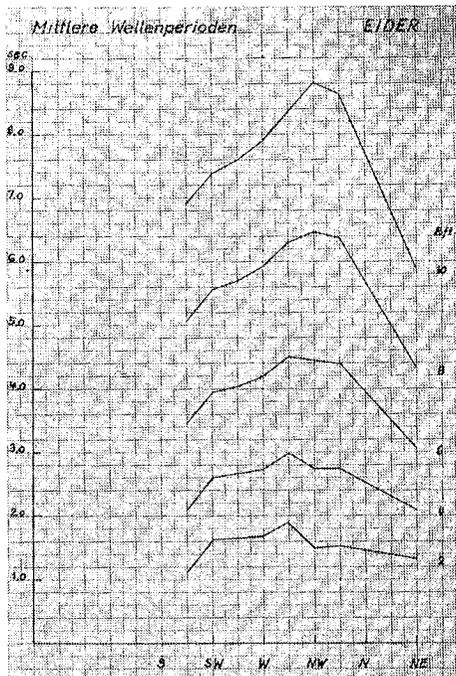


Bild 4 c

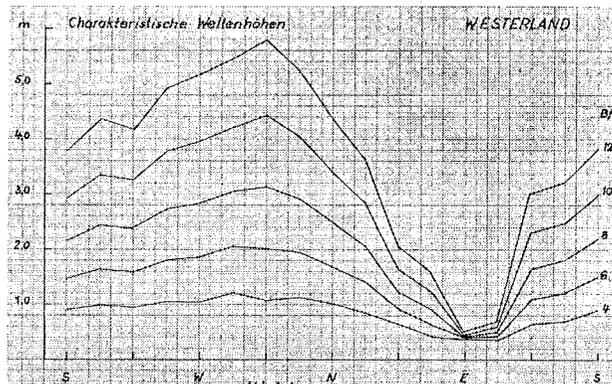


Bild 4 d

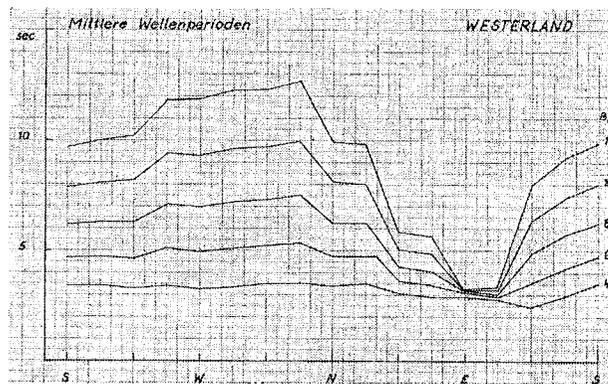


Bild 4 d

In den folgenden Tabellen sind weitere 8 Stationen der Deutschen Bucht mit einbezogen worden, um einen Eindruck von der Verschiedenartigkeit der charakteristischen Seegangswerte zu vermitteln, die bei gleichen meteorologischen Verhältnissen im freien Seegebiet der Deutschen Bucht, in der Übergangszone zu den Wattgebieten und in den Prielen und Flußmündungsgebieten herrschen. Die Tabellen 1 a und 1 b geben die Meßwerte für auflandige und ablandige Winde der Stärke 8 Beaufort an. Die Stationen sind in folgende Gruppen eingeteilt:

Gruppe A: Freies Seegebiet.

Olbohrturm E 1, Wassertiefe 29 m

Olbohrturm A 1, Wassertiefe 17 m

Westerland, Wassertiefe 3 m

Gruppe B: Übergangszone zu den Wattengebieten.

Außeneider, 4 Wassertiefe 7 m

Mellum-Plate, Wassertiefe 13 m

Wangerooge, Wassertiefe 6 m

Gruppe C 1: Wattgebiet, jedoch bei Hochwasser frei liegend.

Tertius, Wassertiefe 3 m

Scharhörnriff, Wassertiefe 6 m

Gruppe C 2: Wattgebiet, auch bei Hochwasser abgeschirmt liegend.

Hundeknöll,	Wassertiefe	6 m
Büsum-Scholloch,	Wassertiefe	8 m
Büsum, Tonne 16,	Wassertiefe	3 m
Wittsand,	Wassertiefe	3 m

Tabelle 1

Charakteristische Wellenhöhen und mittlere Wellenperioden bei auf- und ablandigen Winden der Stärke 8 Beaufort in der Deutschen Bucht.

## a) Auflandige Winde, NW 8:

	Gr. A	Gr. B	Gr. C 1	Gr. C 2	Gr. A	Gr. B	Gr. C 1	Gr. C 2
Olbohrturm E 1	5,0 m				7,6 s			
Olbohrturm A 1	3,4 m				6,4 s			
Westerland	3,1 m				7,3 s			
Außeneider		2,8 m				6,5 s		
Mellum-Plate		1,9 m				4,9 s		
Wangerooge		2,5 m				6,5 s		
Tertius			1,6 m				4,4 s	
Scharhörnriff			1,8 m				5,1 s	
Hundeknöll				0,5 m				3,2 s
Büsum-Scholloch				1,0 m				2,2 s
Büsum, Tonne 16				0,8 m				2,2 s
Wittsand				0,6 m				2,2 s
Mittel der Gruppe:	3—5 m	2—3 m	1—2 m	0,5—1 m	6—7 s	5—6,5 s	4—5 s	2—3 s

## b) Ablandige Winde, ESE 8:

	Gr. A	Gr. B	Gr. C 1	Gr. C 2	Gr. A	Gr. B	Gr. C 1	Gr. C 2
Olbohrturm E 1	3,6 m				6,4 s			
Olbohrturm A 1	—				—			
Westerland	0,4 m*)				3,1 s*)			
Außeneider		1,4 m				6,4 s		
Mellum-Plate		1,0 m				3,0 s**)		
Wangerooge		1,5 m				4,6 s		
Tertius			1,1 m				2,8 s	
Scharhörnriff			0,8 m				3,8 s	
Hundeknöll				—				—
Büsum-Scholloch				0,6 m				2,4 s
Büsum-Tonne 16				0,6 m				2,3 s
Wittsand				0,6 m				2,3 s
Mittel der Gruppe:	2—4 m	1—2 m	~ 1 m	~ 0,5 m	5—6 s	4—5 s	3—4 s	~ 2,5 s

\*) Die Station Westerland liegt bei E-Wind im Schutz der Insel Sylt.

\*\*\*) Die Station Mellum-Plate liegt bei E-Wind im Schutz von trockenfallenden Sänden.

Wichtig ist der Einfluß der Gezeiten:

In der Deutschen Bucht beträgt der Tidenhub 1,5 bis 4 m. Dabei treten Gezeitenströme bis zu 2,5 m/h auf. Beide Faktoren beeinflussen den Seegang merklich. Dabei wirkt sich steigender Wasserstand im Sinne zunehmender Wellenhöhen aus, wie die Abb. 5a und 5b am Beispiel der Seegangscharakteristiken der Station Tertius bei Hoch- und Niedrigwasser zeigen. Die Zunahme der Wellenhöhen bei Hochwasser gegenüber denen

bei Niedrigwasser bis zu 100 % ist an dieser Stelle allerdings besonders ausgeprägt, da sich in ihrer Umgebung ausgedehnte Sände befinden, die bei Niedrigwasser teilweise sogar trockenfallen.

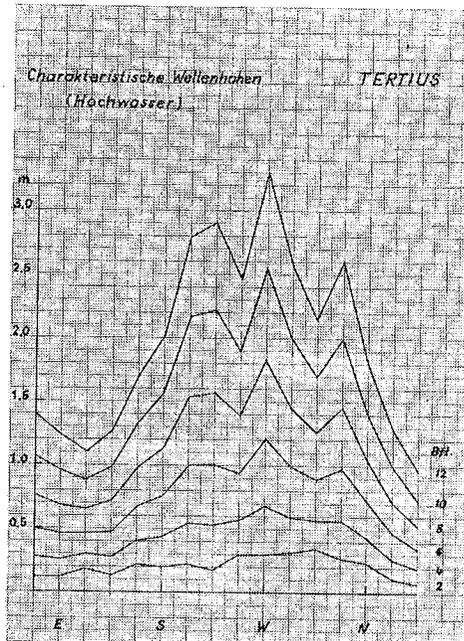


Bild 5 a

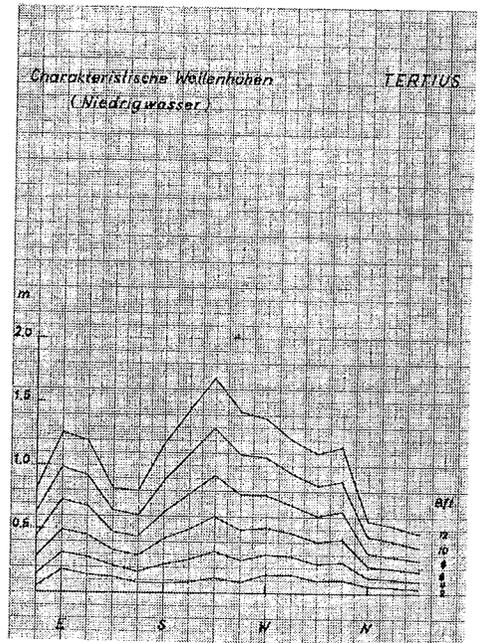


Bild 5 b

Der Gezeitenstrom bewirkt eine Zunahme der Wellenhöhen, wenn er entgegengesetzt zur Windrichtung läuft. Ein Beispiel dafür gibt die Abb. 6, in der die Ausgleichsgeraden für die Seegangsbeobachtungen an der Station Mellum-Plate bei NNW-Wind eingetragen

sind. Der Ebbestrom setzt bei Mellum-Plate in Richtung NNW, der Flutstrom in der entgegengesetzten Richtung. Alle zur Kenterzeit erfolgten Beobachtungen ergeben eine Ausgleichsgerade zwischen denen für Ebbe- und Flutstrom.

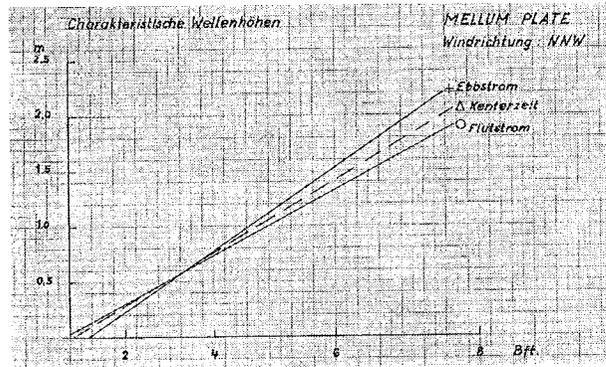


Bild 6

Die eingangs gestellte Frage nach der Häufigkeit der Wellen von bestimmter Höhe oder Periode läßt sich an Hand einer Reihe typischer Stationen auch für orographisch schwierige Seegebiete angenähert beantworten, wenn genügend Beobachtungen für die verschiedenen Gruppen A, B, C 1 und C 2 vorliegen. Die Ergebnisse der Seegangsbeobachtungen sind hierzu mit den entsprechenden Werten der Häufigkeitsverteilung meteorologischer Parameter zu kombinieren.

Die Frage nach der voraussichtlich größten Wellenhöhe oder -periode ist dagegen schwieriger zu lösen. Bei den freieren Stationen der Deutschen Bucht mit größeren Wassertiefen liefert die auf statistischen Betrachtungen beruhende Theorie von Longuet-Higgins [12] einige Anhaltspunkte. Unter der Annahme eines orkanartigen Sturmes von bestimmter Dauer kann man danach bei bekannter mittlerer Periode und Wellenhöhe am Ort Extremwerte berechnen, für die eine bestimmte Wahrscheinlichkeit des Auftretens besteht. Für die der Berechnung zugrundeliegende Windgeschwindigkeit und Dauer des Sturmes wird man dabei von meteorologischen Erfahrungswerten ausgehen müssen. Für flacheres Wasser ist diese Theorie jedoch nicht anwendbar. In diesen Fällen wird man die sog. „Extremwerte“ an Hand der für die Station vorliegenden Seegangscharakteristik nur abschätzen können.

### 3. Wellenhöhe und Wellendruck bei MACH-Reflexion-Messungen am Hafen Eckernförde

Erst vor kurzer Zeit wurde festgestellt, daß sich die bekannte Analogie zwischen der Überschallströmung in der Gasdynamik und dem Freispiegelabfluß auch auf die MACH-Reflexion erstreckt. Die MACH-Reflexion tritt bei spitzen Winkeln zwischen der reflektierenden Wand und der Wellenfortschrittsrichtung auf und bewirkt, daß die Reflexionswelle nur einen kleinen Teil der Wellenenergie einnimmt, während der größte Teil der Wellenenergie in dem sogenannten MACH-Bogen an der Wand verbleibt. Die Wellenkämme stellen sich dabei senkrecht zur Wand ein.

Den Bauwerkslasten aus diesem schrägen Wellenangriff ist bisher wenig Beachtung geschenkt worden. Im Technical Report Nr. 4 der Beach Erosion Board [3] ist lediglich die Empfehlung enthalten, im Fall der brechenden Welle bei schrägem Wellenangriff die Nor-

malkomponente der Stoßbelastung anzusetzen, also die Gesamtbelastung mit dem Faktor  $\sin^2 \alpha$  abzumindern. Dabei ist  $\alpha$  der Einfallswinkel zwischen Wellenfortschrittsrichtung und Bauwerkswand (oder zwischen Richtung der Wellenkämme und Flächennormale auf der Wand). Eine Übertragung dieser einfachen Beziehung auf die Reflexion der Tiefwasserwelle ist nicht möglich, weil das hydrodynamische Druckbild infolge der Wellenbewegung auch ohne Reflexion an der Wand und daher auch unabhängig von der Wellenrichtung vorhanden ist. Es wäre allenfalls möglich, den aus der reflektierten Welle herrührenden Lastanteil mit dem Faktor  $\sin^2 \alpha$  zu überlagern.

Nach Berichten von PERROUD [14], CHEN [5] und SIGURDSSON und WIEGEL [16] sind an der University of California in Berkeley Versuche an senkrechten und geneigten Wänden bei schrägem Wellenanlauf ausgeführt worden, die sich allerdings auf die Wellenbeobachtung beschränkt haben. Hiernach ist zwischen einem Bereich mit normaler Reflexion bei Einfallswinkeln von  $45^\circ$  bis  $90^\circ$  und dem Bereich mit der sogenannten MACH-Reflexion bei Einfallswinkeln unter  $45^\circ$  zu unterscheiden, die mit einer ähnlichen Erscheinung beim Verdichtungsstoß der Gasdynamik verglichen werden kann. Durch den sogenannten MACH-stem-Effekt wird die ankommende Welle rechtwinklig gegen die Wand gebeugt. Diese Erscheinung tritt in der Gasdynamik durch Überlagerung eines Verdichtungsstoßes bei der Bewegung entlang einer unendlichen Halbscheibe mit einer Beugungswelle auf, die von der Kante der Scheibe oder einer einspringenden Ecke ausgeht. Der Reflexionsdruck in Größe des zweifachen Anfangswertes wird infolge der Überlagerung erst in großer Entfernung von der Kante der Scheibe erreicht.

Beobachtungen von SIGURDSSON und WIEGEL zeigen in ähnlicher Weise eine Zunahme der Wellenhöhe, allerdings an einer gekrümmten Wand, also unter einer sich ständig ändernden Wellenanlaufrichtung.

Die von PERROUD festgestellte Zunahme der Wellenhöhen an senkrechter Wand sind für verschiedene Wandneigungen durch CHEN bestätigt worden. Die Länge des zur Wand gebeugten Wellenastes zeigte aber abweichend von den früheren Beobachtungen keine deutliche Veränderung mit dem Wellenfortschritt.

Bei dem Bau des Hafens Eckernförde an der deutschen Ostseeküste (Bild 7 und 8) waren Veränderungen der Wellenhöhen unter schrägem Wellenangriff an den langgestreckten Hafennmolten festgestellt worden. Da die Auswirkung dieser Erscheinung auf die Bauwerksbelastung nicht hinreichend bekannt war, sollte die erreichte Bauwerksicherheit in geeigneter Weise überprüft werden; hierzu bot sich der Weg der Naturmessungen an.

Es war möglich, die Veränderungen des Wellenbildes beim Auftreffen der schräg anlaufenden Tiefwasserwelle und beim Wandern entlang einer langgestreckten Moltenwand zu verfolgen. Gleichzeitig wurden die dabei auftretenden Wellendrucke und Bauwerksbeanspruchungen ermittelt.

Die Anordnung der Meßgeräte geht aus Bild 8 hervor. Für den Vergleich zwischen der ankommenden und der am Bauwerk reflektierten Welle war eine Meßtonne ausgelegt, deren Bewegungen mit der Filmkamera festgehalten wurden. Da der Seegang in der etwa 14 km langen Bucht wesentlich durch die Windverhältnisse in diesem Bereich geprägt wird, mußten auch selbstschreibende Windmeßgeräte an Ort und Stelle eingesetzt werden. Zur Messung der Wellenhöhen am Bauwerk waren 9 Meßstellen in gleichmäßigen Abständen an der Mole angeordnet. Die Wellenbewegung wurde durch Abtasten der Wellenoberfläche nach dem Echolot-Prinzip erfaßt und von Echographen fortlaufend registriert.

18 Wellendruckmeß Dosen waren in der Molenaußenwand an zwei in 20 m Abstand liegenden Meßquerschnitten im Über- und Unterwasserbereich jeweils senkrecht unter-

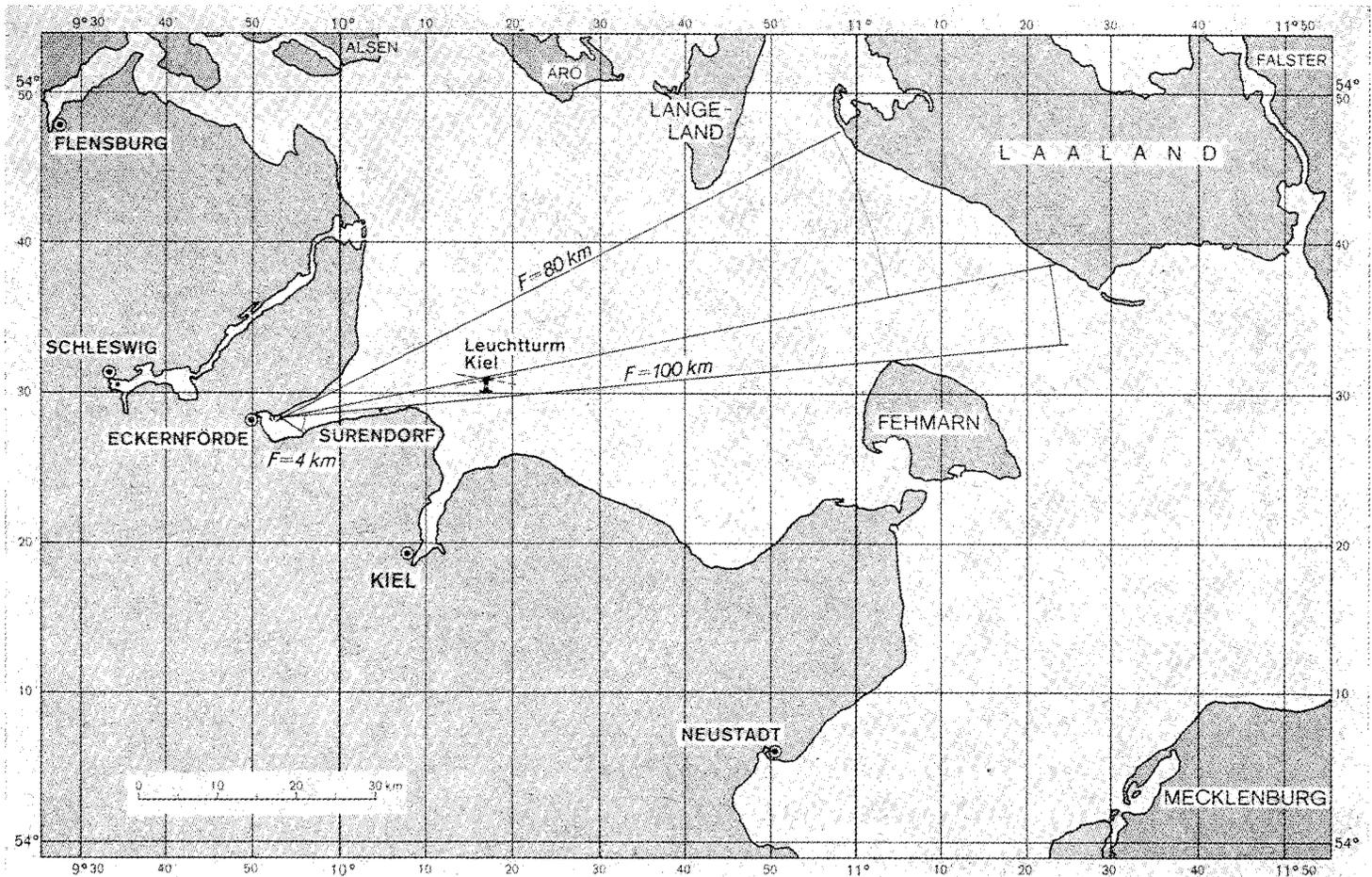


Bild 7

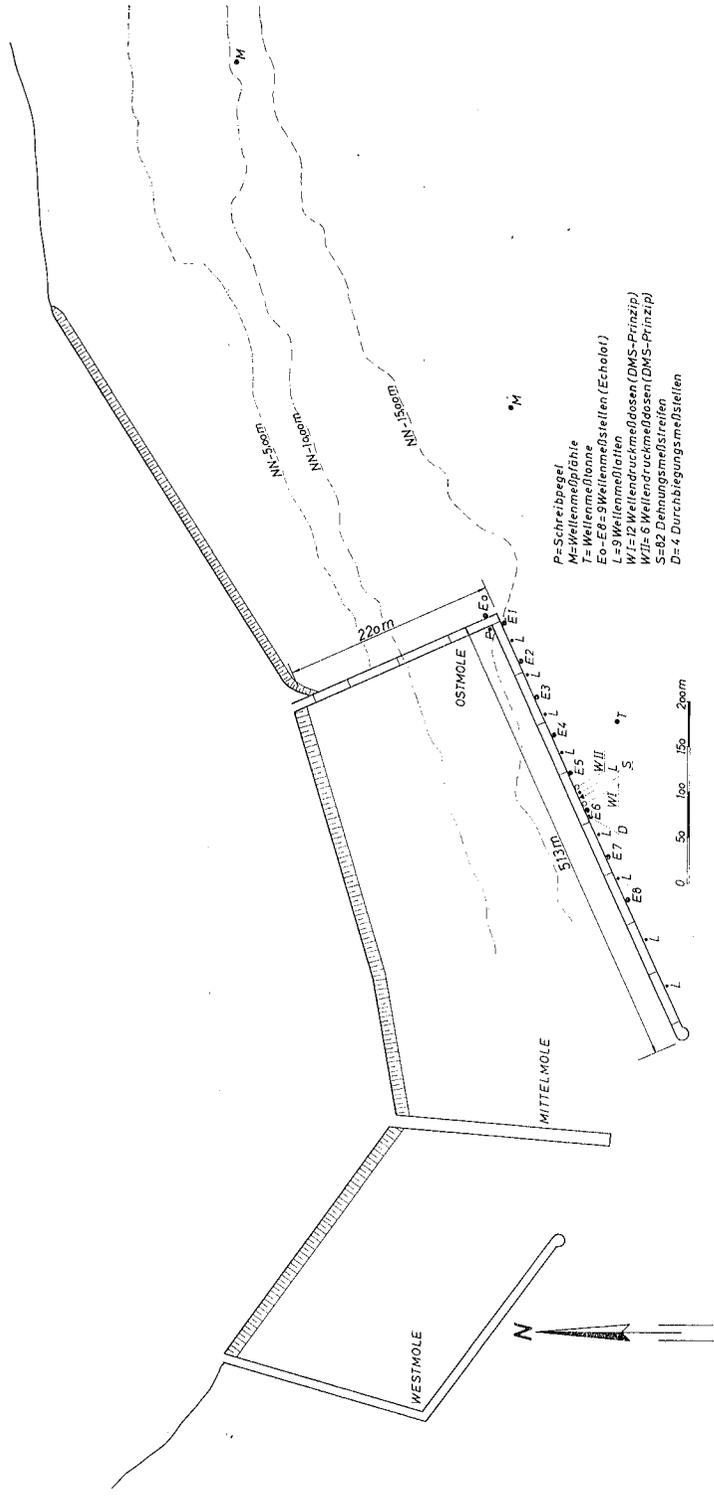


Bild 8

einander angeordnet. Die mit Dehnungsmeßstreifen arbeitenden Druckdosen lieferten ihre Meßwerte nach entsprechender Verstärkung an das mit Lichtpunktgalvanometern ausgerüstete Aufnahmegerät, welches die gleichzeitige Registrierung aller Meßwerte gestattete.

Die Wellenrichtungen wurden neben visueller Beobachtung bei verschiedenen Meßserien durch eine stationäre Radaranlage kontrolliert. Ein Schreibpegel im Ruhewasser des Hafens, 9 Lattenpegel zur visuellen Beobachtung des Wasserstandes und der Wellenbewegungen vervollständigten die Anlage. Die Anordnung der Meßpunkte zeigt Bild 8. Die Registriergeräte waren in einem geschützten Meßraum innerhalb des Molenbaukörpers untergebracht, wo die für die Funktionsfähigkeit der Meßgeräte notwendigen Voraussetzungen geschaffen waren.

Mit diesen Meßeinrichtungen wurden im Verlaufe eines Jahres in über 100 Meßreihen nahezu alle vorkommenden Seegangsverhältnisse erfaßt. Aus der Vielzahl der Messungen wurden einige Ergebnisse ausgewählt, die den Einfluß der schräg anlaufenden Wellen deutlich machen. In Bild 9 ist die gemessene Vergrößerung der Wellenhöhen an der lotrechten Wand in Abhängigkeit von der Wellenanlaufrichtung (Einfallwinkel  $\alpha$  = Winkel zwischen Wellenfortschrittsrichtung und Molenwand) aufgetragen. Der Vergleich mit den von PERROUD [14] im Labor mit Einzelwellen ermittelten Wellenhöhen zeigt eine grundsätzlich gleichartige Tendenz der Wellenaufteilung. In den Laboruntersuchungen wurde die maximale Wellenaufteilung im Bereich der MACH-Reflexion ( $\alpha < 45^\circ$ ) bei einem Einfallwinkel von etwa  $22^\circ$  festgestellt, während das Maximum bei den Eckernförder Messungen bereits zwischen  $10^\circ$  bis  $15^\circ$  liegt.

Bei steilerem Wellenanlaufwinkel erscheint dagegen eine Reflexionswelle, die bei ungünstiger Überlagerung mit den nachfolgenden Wellen durch Kreuzseebildung den Vorgang der Wellenaufteilung an der Wand abschwächen kann. Erst bei Einfallwinkeln über  $45^\circ$  nähert sich der Überlagerungsvorgang zwischen ankommender und reflektierter Welle dem Zustand der stehenden Welle. Wenn man die Linie der Wellenhöhen der reflektierten Welle mit der Kurve  $\sin^2 \alpha$  vergleicht, erscheint es durchaus zulässig, diesen Faktor bei der Reflexion schräg anlaufender Wellen anzusetzen. Dies führt dann in Bild 9 zur Linie  $1 + \sin^2 \alpha$ . Es zeigt sich aber deutlich, daß die Aufteilung an der Wand weit größer ist, als sich aus der Überlagerung der ankommenden und der reduzierten Reflexionswelle ergibt.

In Bild 10 ist die beobachtete Veränderung der Wellenhöhen beim Fortschreiten der Wellen an der langen Molenwand dargestellt. Danach tritt — unabhängig von der Wellenanlaufrichtung — ein Maximum der Wellenhöhen in einer Entfernung von etwa 100 bis 150 m vom Molenanfang auf, d. i. etwa das Vier- bis Sechsfache der Wellenlänge der ankommenden Wellen. Bei 200 bis 250 m fällt die Wellenhöhe leicht ab und steigt dann — allerdings nur bei den kleinen Wellenanlaufwinkeln — bei 300 m zu einem noch höheren Maximum an. Bei den steileren Einfallwinkeln hat vermutlich die Kreuzseebildung die weitere Aufteilung verhindert. Nach den Beobachtungen von PERROUD nimmt der rechtwinklig zur Mole gebeugte Wellenast beim Wandern entlang der Wand linear zu, solange der Einfallwinkel unter  $45^\circ$  bleibt. Bei den Eckernförder Messungen wurde der gebeugte Wellenast nur bei kleinen Wellenanlaufwinkeln deutlich wahrgenommen. Sobald hier eine Reflexionswelle auftrat, ging diese Erscheinung durch Überlagerungen gänzlich verloren.

Aus den Wellendruckmessungen sind einige Wellendruckbilder ausgewählt und in Bild 11 mit der rechnerischen Druckfläche für die Totalreflexion verglichen worden. Dabei ist zu beachten, daß das rechnerische Druckbild (SAINFLOU) auf der sicheren Seite liegt. Danach dürften zwischen den Belastungen der schräg anlaufenden und der total reflektierten Welle keine wesentlichen Unterschiede bestehen.

300

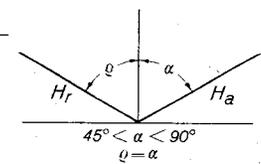
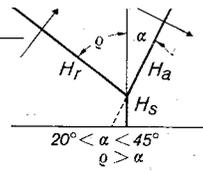
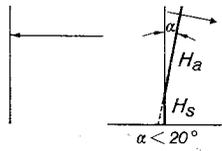
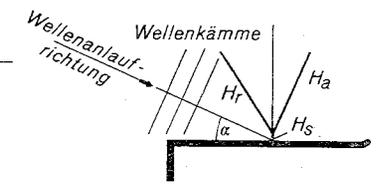
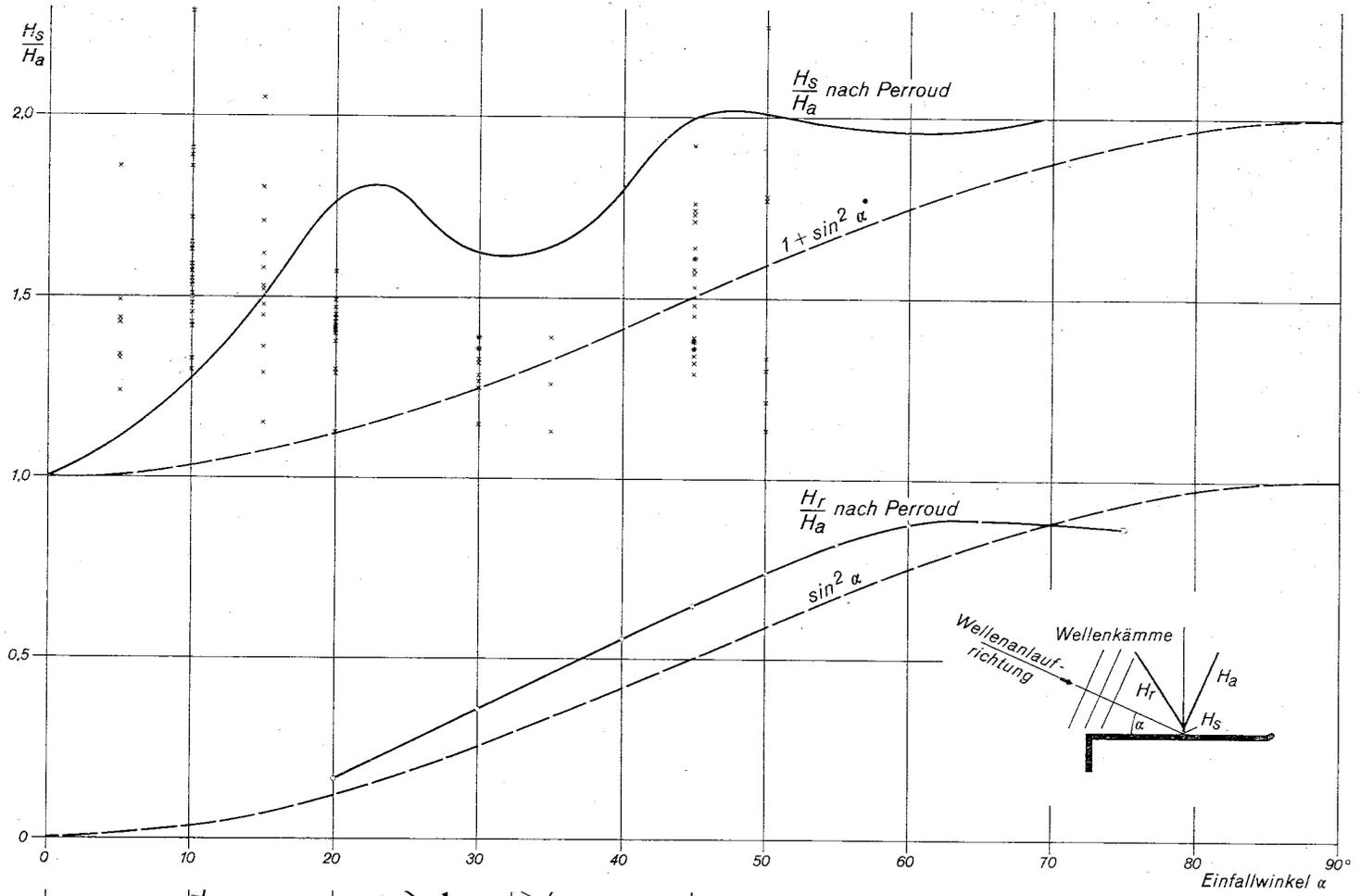
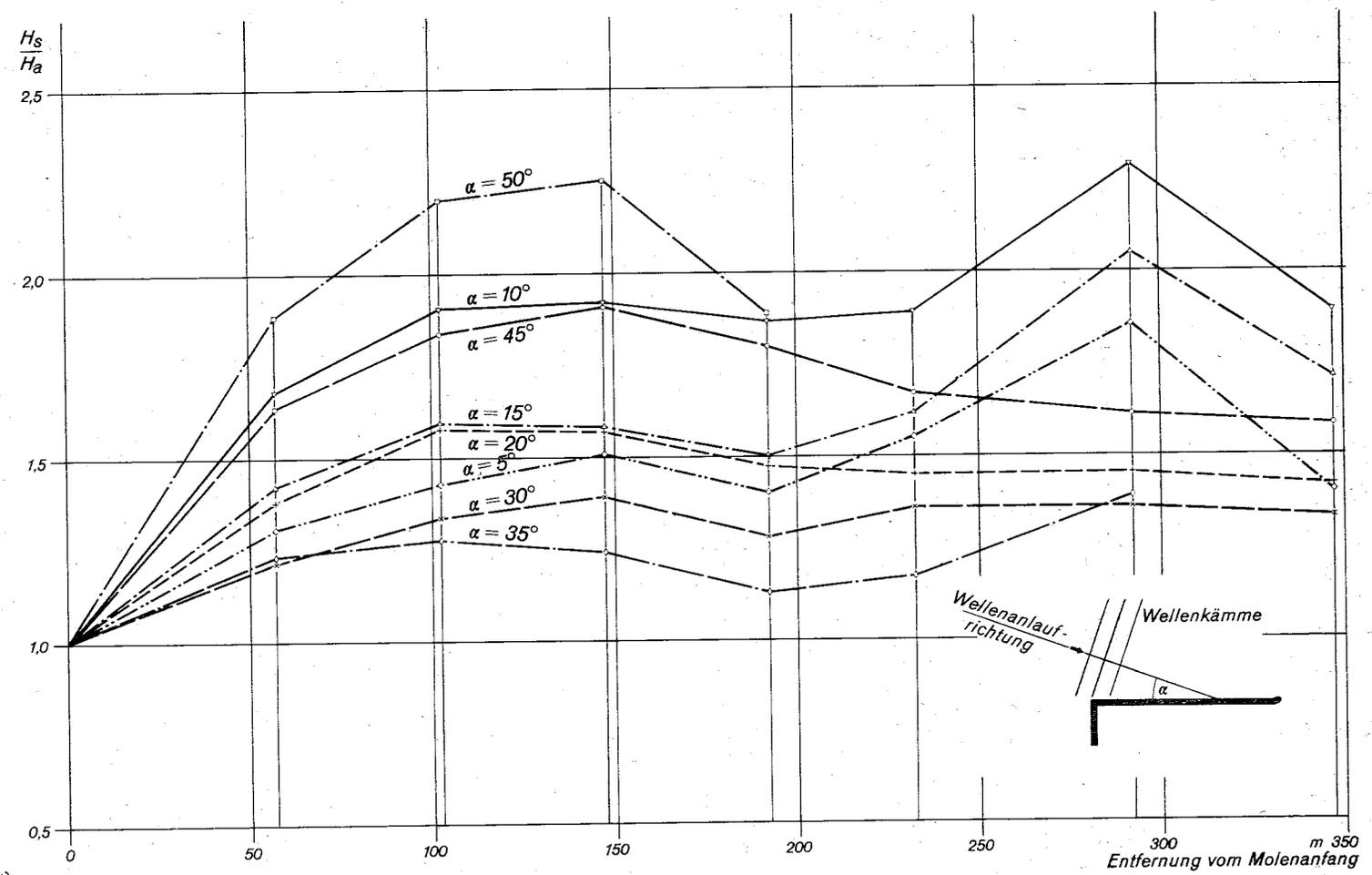


Bild 6



301

Bild 10

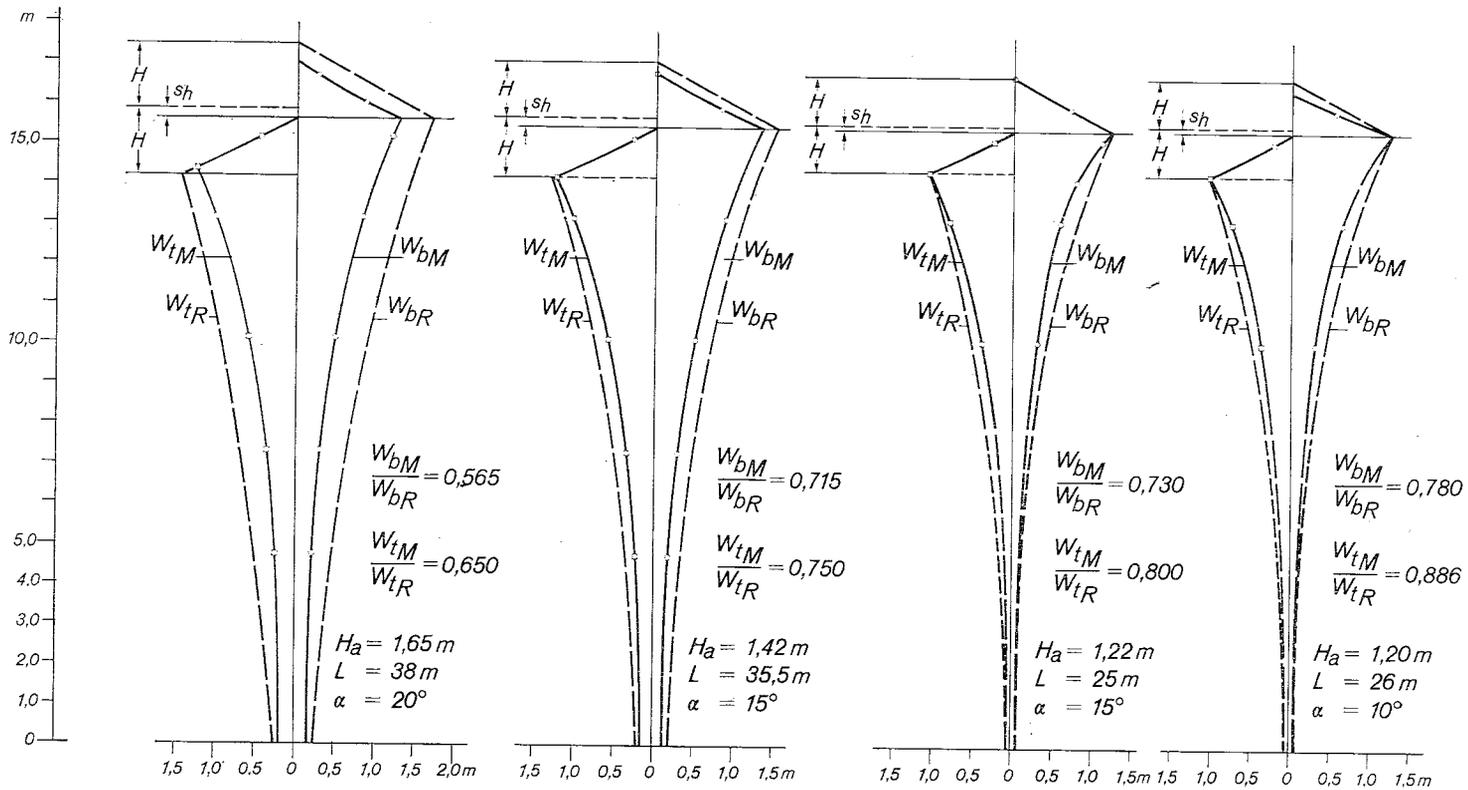


Bild 11

Die Versuchsergebnisse zeigen, wie bedeutend bei schrägem Wellenauflauf die Wellenbelastung durch MACH-Reflexion ansteigen kann. Das umfangreiche Meßmaterial wird weiter ausgewertet und wird in einer besonderen Arbeit veröffentlicht werden.

#### 4. Der Druckschlag durch aufschlagendes Wasser als statistischer Vorgang — Untersuchungen im Naturmaßstab

BAGNOLD [2] führte als erster Modellversuche zur Bestimmung des Druckschlages durch brechende Wellen durch; seine Untersuchungen wurden von DENNY [6] fortgesetzt, wobei DENNY bereits die Versuchsergebnisse statistisch auswertete und zeigte, daß die Zufallsverteilung bei wellenerzeugten Druckschlägen annähernd der GAUSSSchen Normalverteilung genügt. DENNY zeigte außerdem, welche große Bedeutung die Wasseroberfläche auf die Höhe der Druckschläge hat; bei unruhigem und gestörtem Wasserspiegel sind die Druckschläge wesentlich kleiner als bei glattem Wasserspiegel.

Es ist allgemein bekannt, daß im Modell gemessene Druckschlaghöhen, wenn sie nach FROUDE auf die Natur übertragen werden, unnatürlich große Werte ergeben (ALLEN [1], JOHNSON [10] und MINIKIN [13]). Aus der Natur liegen nur wenige Messungen vor, am umfangreichsten sind die von ROUVILLE, BESSON und PETRY [15], die immerhin Werte bis zu  $p_{\max} = 69$  m WS ergaben. Starke Streuungen treten aber im Modell wie in der Natur auf.

Wäre keine Luft zwischen der aufschlagenden Wassermasse und der (als starr angesehenen) Aufschlagfläche vorhanden, so würde sich der Wasserschlag nach KARMAN [11]

$$p_{\max} = \rho \cdot v \cdot c$$

$p_{\max}$  = Maximum der Druckspannung

$\rho$  = Dichte des Wassers

$v$  = Aufschlaggeschwindigkeit

$c$  = Schallgeschwindigkeit des Wassers

ergeben, der bei  $v = 10$  m/s und  $c = 1485$  m/s eine Druckspitze von 1510 m WS ergeben würde. Solche Druckschläge wurden aber bei brechenden Wellen in der Natur bisher noch nicht beobachtet; JASPER und BROOKS [9] haben bei slamming-Untersuchungen an Schiffen (eine Sonderform des Wasserschlages) maximal 207 m WS gemessen.

Durch die Elastizität der — immer vorhandenen — eingeschlossenen Luft wird die Größe des Druckschlages abgemindert; außerdem wird die Dauer des Druckschlages vergrößert. Durch theoretische Überlegungen können dabei folgende Näherungsgleichungen gefunden werden (FUHRBOTER [7]):

$$p_{\max} = \rho \cdot v \cdot c \cdot \sqrt[3]{\frac{c}{v}} \cdot \delta$$

$$\Delta t_k = \frac{R}{3 \sqrt{v \cdot c^2} \cdot \sqrt{\delta}}$$

mit  $\Delta t_k$  = Anstiegszeit von  $p = 0$  bis zur Druckspitze  $p_{\max}$   
 $R$  = hydraulischer Radius  $F/U$  der Aufschlagfläche

und

$$\delta = \left( \frac{E_L}{E} \cdot \frac{R}{D} \right)^{2/3}$$

als dimensionsloser, aus Versuchen zu bestimmender Verhältniszahl, in der  $E_L$  die mittlere Elastizität der Luft während des Druckschlages,  $E$  die Elastizität des Wassers,  $R$  den hydraulischen Radius der Aufschlagfläche und  $D$  die Dicke der idealisierten Luftschicht bedeutet, die den Lufteinschlüssen in Blasen, Hohlräumen usw. entspricht;  $E_L$ ,  $R$  und  $D$  stehen dabei in Wechselbeziehungen miteinander.

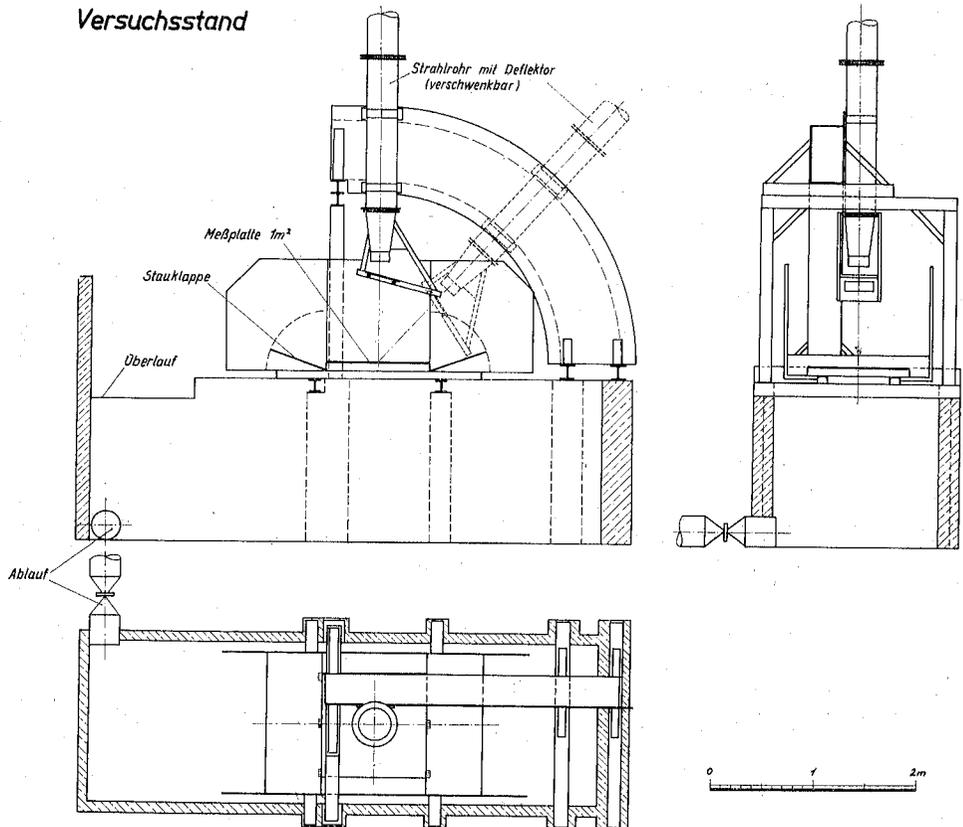
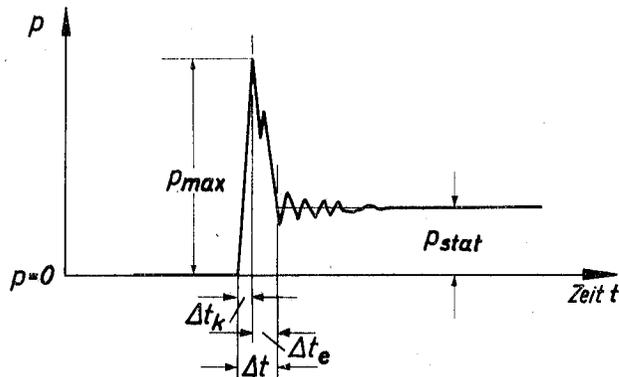


Bild 12

Die Aufschlagsgeschwindigkeiten brechender Wellen liegen in der Natur im Bereich um 10 m/s. Um die Druckschlaghöhen bei diesen Geschwindigkeiten untersuchen zu können, wurde im Franzius-Institut der Technischen Universität Hannover ein Versuchsaufbau aufgebaut, in dem ein Wasserstrahl dieser Geschwindigkeit durch einen Deflektor plötzlich auf eine mit elektronischen Meßzellen bestückte Platte gelenkt werden kann (Bild 12). Eine ähnliche Versuchseinrichtung hatte bereits GAILLARD Anfang des Jahrhunderts verwendet; da aber damals elektronische Meßgeräte fehlten, konnten die mechanischen Meßgeräte die nur kurz dauernden (um 0,01 s) Druckschläge nicht nachweisen. Bild 13 zeigt die Registrierung eines solchen Druckschlages, nach dessen Abklingen nur noch der Druck des stationären Strahles  $p_{\text{stat}} = \gamma \cdot v^2/2g$  verbleibt [7].

Es zeigte sich erwartungsgemäß, daß auch unter sonst völlig gleichen Versuchsbedingungen stark streuende Ergebnisse für  $p_{\text{max}}$  auftreten; dies hängt damit zusammen, daß

## Druckschlag durch den Wasseraufprall



### Beispiel eines Oszillogrammes

Bild 13

sowohl der Lufteinschluß als auch die Aufschlagfläche stets zufälligen Änderungen unterworfen sind. Deshalb muß eine statistische Auswertung vorgenommen werden; es zeigte sich (und kann auch theoretisch begründet werden), daß die Häufigkeitsverteilung gut durch die GAUSSsche Normalverteilung über  $\log p_{\max}$  genähert werden kann; Bild 14 zeigt ein Beispiel der Ergebnisse einer solchen Versuchsreihe mit 100 Versuchen sowie die Auswertung in einem entsprechenden speziellen Funktionspapier [7]. Es gehen außer der Aufschlaggeschwindigkeit  $v$  auch noch der Aufschlagwinkel  $\alpha$  und der Stirnflächenwinkel  $\beta$  ein, die die Geometrie der Aufschlagfläche bedingen (Bild 14).

Bild 14 zeigt, daß der höchste gemessene Druckschlag ( $p_{\max} = 31,2$  m WS) immerhin fast die 10fache Größe des Druckes des stationären Strahles ( $p_{\text{stat}} = 3,5$  m WS) erreicht. Der höchste Druckschlag bei 600 Versuchen betrug  $p_{\max} = 40,7$  m WS.

Aus 600 Versuchen wurden die statistisch streuenden Druckschlagzahlen  $\delta$  ausgewertet; es ergab sich, daß alle 600 Versuchsergebnisse in einer Verteilungsfunktion (ebenfalls normal-logarithmisch verteilt) zusammengefaßt werden können, wie Abb. 15 zeigt. Der Wert  $\delta_{50}$ , der von 50 % der Versuche unter- und von 50 % überschritten wird, ergab sich zu

$$\delta = 0,00245$$

Bei diesen Versuchen traf der aufschlagende Strahl stets auf eine wasserfreie Aufschlagfläche. Es wurde in weiteren Versuchsreihen untersucht, wie stark die Druckschlaghöhen abgemindert werden, wenn der aufschlagende Strahl in ein Wasserpolster der Dicke  $a$  einschlägt. Bild 16 zeigt, als Beispiel, daß bereits eine Wasserschicht von nur 3,5 cm Dicke beträchtliche Abminderungen erzeugt; bei  $a = 5$  cm weichen die gemessenen Druckschlaghöhen nicht mehr wesentlich von dem Druck des stationären Strahles ab.

# Häufigkeitsverteilung der Druckschläge $p_{max}$ (100 Versuche)

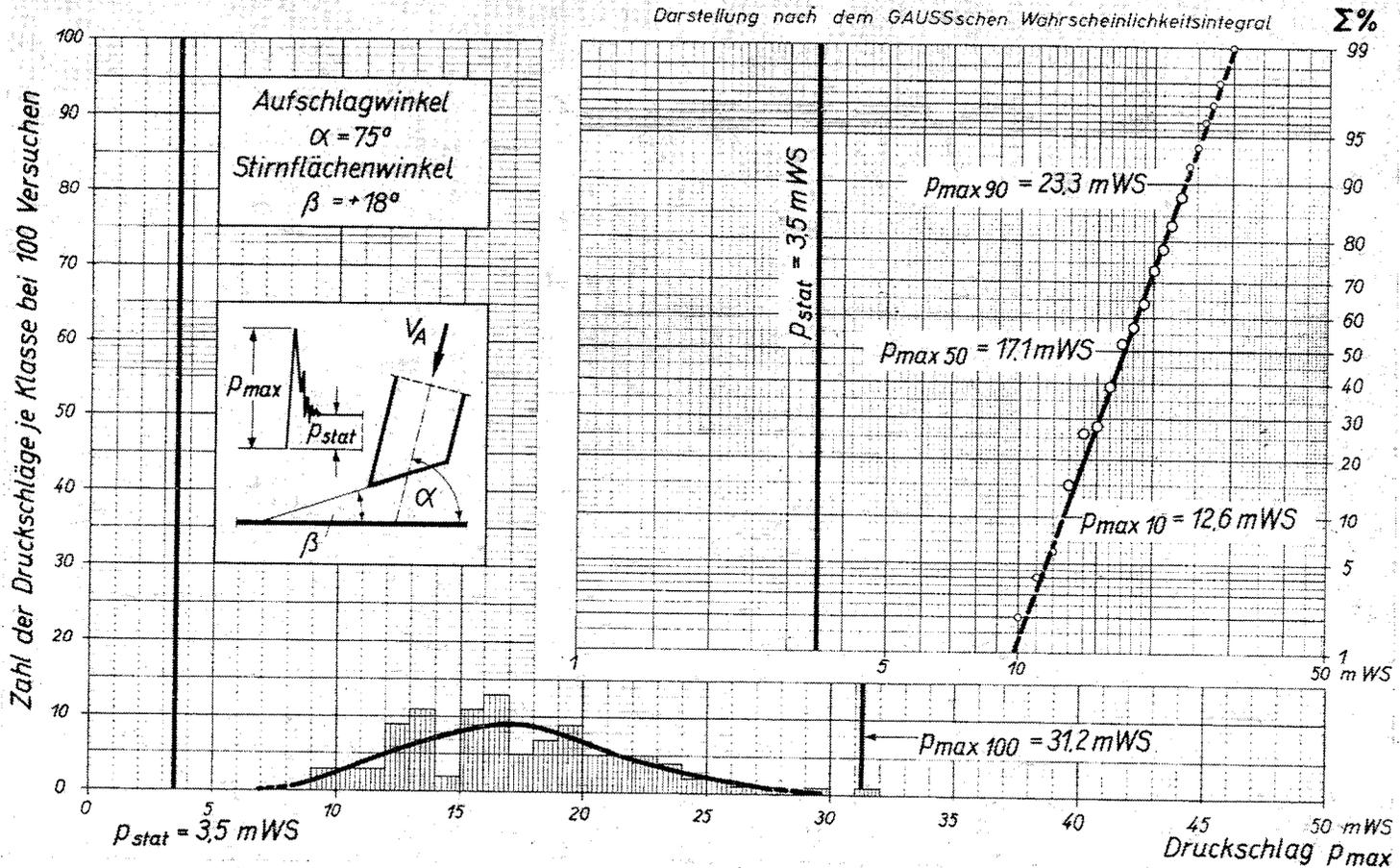


Bild 14

# Mittelwerte der Druckschlagzahlen $\delta$ aus 600 Versuchen

Aufschlagwinkel  $\alpha$  von  $90^\circ$  bis  $30^\circ$

Stirnflächenwinkel  $\beta$  von  $+33,8^\circ$  bis  $-35^\circ$

Aufschlaggeschwindigkeiten  $v$  von  $8,3\text{m/s}$  bis rd.  $4\text{m/s}$

$$P_{max} = \rho \cdot v \cdot c \cdot \sqrt[3]{\frac{c}{v}} \cdot \delta$$

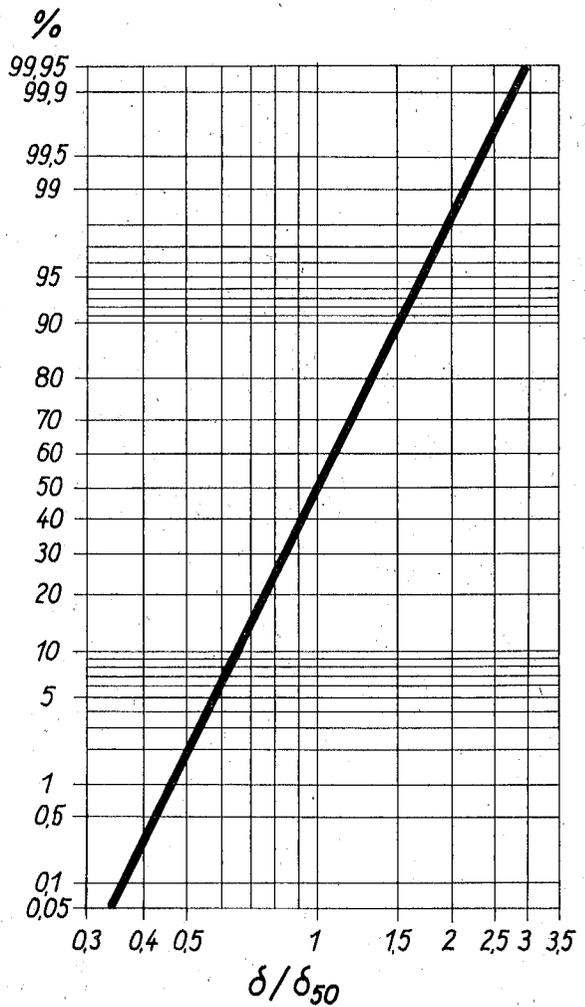
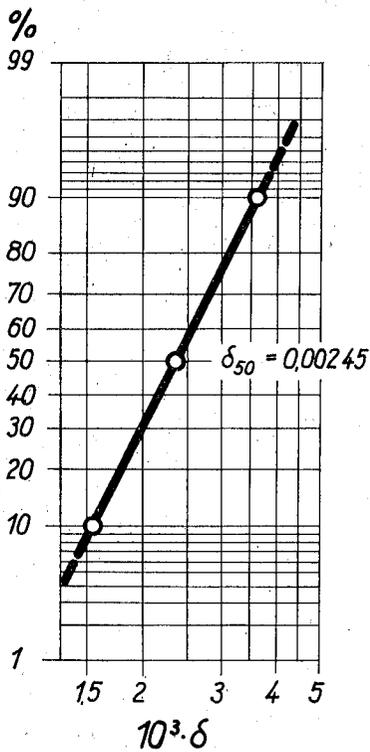


Bild 15

### Einfluß der Dicke des Wasserpolsters $a$ auf die Häufigkeitsverteilung der Druckschläge $\alpha = 90^\circ$ Meßpunkt 4

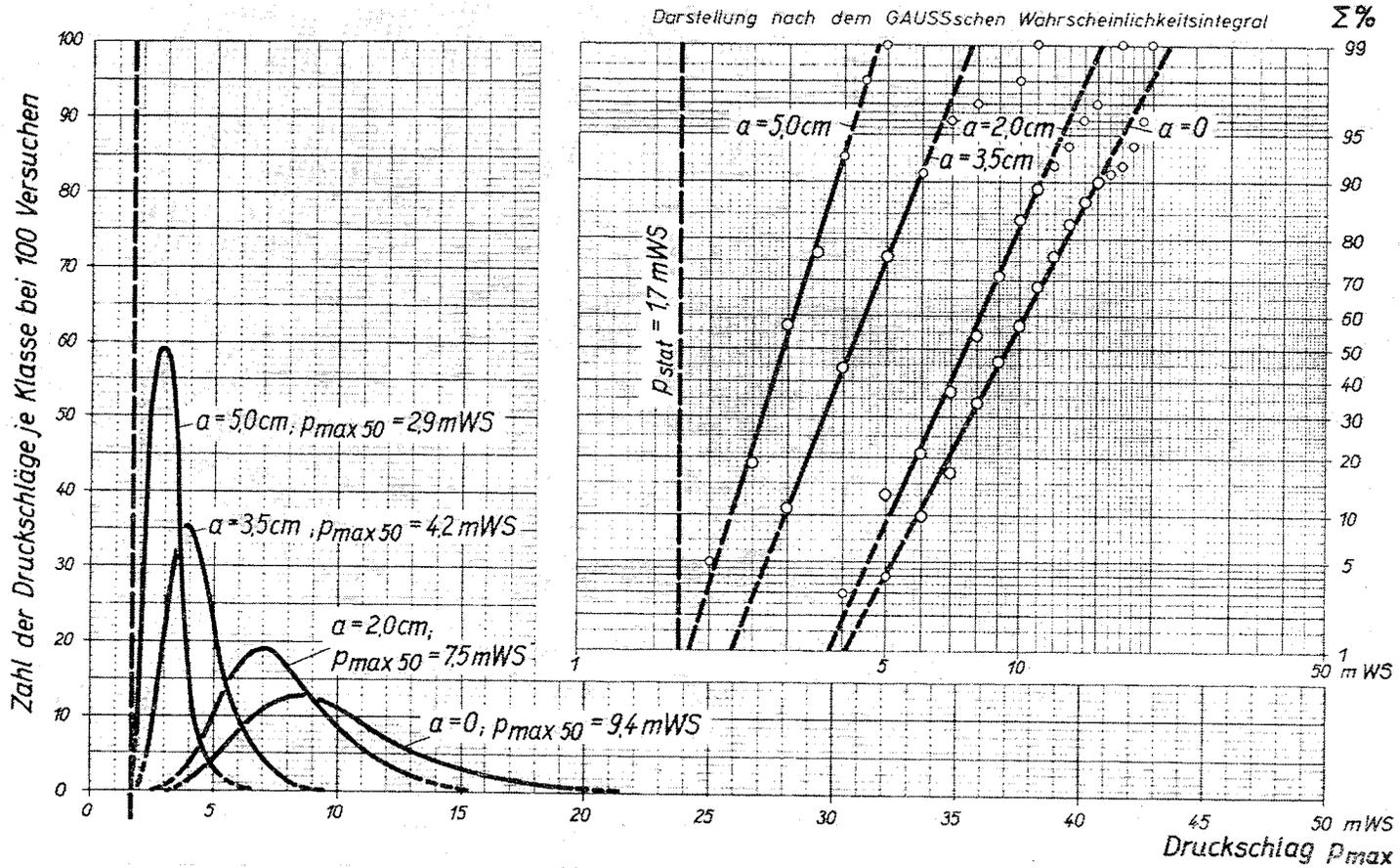


Bild 16

Dies ist damit zu erklären, daß bei dem Aufschlag Wasser-Wasser in der Berührungsfläche eine besonders starke Luftaufnahme stattfindet; dieser Luftanteil ergibt eine wirksame Dämpfung der Druckschlaghöhen [7].

Es geht daraus hervor, daß bei der Belastung von Deichböschungen und Deckwerken die hohen Kräfte durch brechende Wellen vermieden werden, wenn der aufschlagende Brecher auf der Aufschlagstelle noch das Rücklaufwasser der vorhergegangenen Welle vorfindet. Dies ist bei Böschungen, die flacher als 1 : 6 geneigt sind, fast immer der Fall; erst bei Böschungen steiler als 1 : 6 treten Druckschlagbelastungen auf, deren Häufigkeit stark von dem ankommenden Wellenspektrum abhängig ist.

#### Schriftumsverzeichnis

- [1] ALLEN, J.: Scale Models in Hydraulic Engineering, Longmans, Green and Co., London 1947.
- [2] BAGNOLD, R. A.: Interim Report on Wave Pressure Research. Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol. 12, 1938/1939.
- [3] BEACH EROSION BOARD: Shore Protection Planning and Design. Technical Report No. 4/1961.
- [4] BRETSCHNEIDER, C. L.: Generation of Wind Waves over a Shallow Bottom. Techn. Mem. Beach Erosion Board. No. 51, 1954.
- [5] CHEN, T. C.: Experimental Study on the Solitary Wave Reflektion along a Straight Sloped Wall at Oblique Angles of Incidence. U.S. Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board. Technical Mem. No. 124.
- [6] DENNY, D. F.: Further Experiments on Waves Pressures. Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol. 35, 1951.
- [7] FÜHRBOTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Heft 28 der Mitteilungen des Franzius-Instituts, Hannover 1966.
- [8] GIENAPP, H.: Vergleich berechneter und gemessener Seegangsgößen von Mellum-Plate. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Heft 2, Jg. 20, 1967.
- [9] JASPER, N. H. und BROOKS, R. L.: Sea Tests of the VSCGC UNIMAK, Part 2, Statistical Presentations of the Motion, Hull Bending Moments, and Slamming. Pressure for Ships of the AVP Type, David Taylor Model Basin Report 977, 1957.
- [10] JOHNSON, J. W.: Deficiencies in Research in Gravity Surface Waves. Council on Wave Research, Engineering Foundation 1961.
- [11] v. KARMAN, Th.: The Impact of Seaplanes during Landing. N.A.C.A. TN 321, 1929.
- [12] LONGUET-HIGGINS, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. Journ. Marine Res., 11, No. 3, 1952.
- [13] MINIKIN, R. R.: Wind, Waves and Maritime Structures. Charles Griffin and Company, Limited, London, 1950.
- [14] PERROUD, P. H.: The Solitary Wave Reflection along a straight Vertical Wall at oblique Incident. The techn. Report No. 95, 1957.
- [15] ROUVILLE, M. A., BESSON, P. et PETRY, P.: Etat actual des Etudes Internationales sur les Efforts dus aux Lames. Annales des Ports et Chaussees 1938.
- [16] SIGURDSON and WIEGEL: in: WIEGEL, Oceanographical Engineering Prentice-Hall 1964.
- [17] WEMELSFELDER: in: XIX. Schiffahrtskongreß London, 1957.

## Abteilung II — Seeschifffahrt

### Thema 6

#### Gelände für Ausdehnung der Häfen

- a) Schätzung des Bedarfs
- b) technische und wirtschaftliche Probleme bei der Schaffung, dem Erwerb und/oder der Reservierung von Gelände für eine langfristige Entwicklung der Häfen.
- c) Verbindungen mit dem Hinterland.

von

Dr.-Ing. Ralph Lutz, Hafeneroberbaudirektor, Senator für Häfen, Schifffahrt und Verkehr, Bremen; Günther Thode, Baudirektor, Behörde für Wirtschaft und Verkehr, Strom- und Hafenbau, Hamburg.

#### Zusammenfassung

Die Größe des Seeschiffes und die Leistungsfähigkeit eines Seehafens stehen in Beziehung. Voraussetzung für die Entwicklung großer Seehäfen ist ein Hinterland mit starkem Verbrauch, Produktion oder Rohstoffvorkommen. Nimmt die Wirtschaftskraft des Hinterlandes zu, muß der Seehafen die Umschlagsleistung in der Zeiteinheit steigern, gleichzeitig aber auch die Lagerkapazität im Hafen vergrößern. Das hat dazu geführt, daß heute die Umschlagsanlagen sowie die Verkehrswege mit Nebenanlagen mehr Grundrißfläche als vor einer Generation beanspruchen. Um eine größere Leistung beim Umschlag zu erzielen und die Liegezeit der Seeschiffe im Hafen kurz zu halten, beschritten Hafenbau und Fördertechnik in den letzten Jahren neue Wege. Es wurden Schiffstypen entwickelt, wie zum Beispiel Roll-on/roll-off- und in Fortsetzung Lash-on/lash-off-Schiffe, die für ihre Abfertigung einen Hafengrundriß benötigen, der von den bisherigen Hafengrundrissen grundsätzlich abweicht. Das hat zur Folge, daß Bahnhofsanlagen und Straßenanlagen vollkommen anders geführt werden müssen als bisher und auch die Wasserflächen in ihrer Grundrißgestaltung eine Veränderung erfahren.

Die geografische Lage des Hafenplatzes und vorhandene, nicht oder kaum veränderbare Anlagen aller Art setzen gewöhnlich Randbedingungen für die Entwicklung der Häfen.

Eine Planung für die Entwicklung eines Hafens über eine längere Frist, die je nach der wirtschaftlichen Entwicklung von Zeit zu Zeit fortgeschrieben werden muß, ist Voraussetzung dafür, daß das für die langfristige Hafenentwicklung erforderliche Gelände rechtzeitig erworben oder reserviert werden kann. Beim Erwerb der Flächen kann neben dem freihändigen Ankauf in Einzelfällen die Enteignung nicht ausgeschlossen werden.

Das Gelände für die Entwicklung eines Hafens muß an der Nordseeküste durch Aufspülung aufgehöhht werden. Dabei ist den Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit des Bodens gegebenenfalls besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Die Hauptachsen der verschiedenen Verkehrswege für das Erweiterungsgebiet müssen in die regionalen Verkehrsnetze eingepaßt werden. Man wird sie zur Vorbereitung der Verwertung baldmöglichst bauen. Die Entscheidungen über die Feinerschließung wird man den akuten Nutzungen entsprechend fällen.

Inhalt	Seite
a) Schätzung des Bedarfs .....	311
1. Einleitung .....	311
2. Stückguthäfen .....	312
3. Schüttguthäfen .....	313
4. Ölhäfen .....	314
5. Industriebäfen .....	315
6. Flächenbedarf der Verkehrswege und ihrer Nebenanlagen .....	315
7. Ermittlung des Flächenbedarfs eines Seehafens .....	316
8. Ausblick .....	316
b) Technische und wirtschaftliche Probleme bei der Schaffung, dem Erwerb und/ oder Reservierung von Gelände für eine langfristige Entwicklung der Häfen ..	317
1. Beschaffung .....	317
2. Erwerb .....	318
3. Herrichtung .....	318
4. Erschließung .....	319
c) Verbindungen mit dem Hinterland .....	319
1. Die Verkehrsträger .....	319
2. Qualität der Verkehrsträger .....	320
3. Wirkung der Hinterlandverbindungen auf andere Aktivitäten des Hafens- platzes .....	320

### Gelände für Ausdehnung der Häfen

#### a) Schätzung des Bedarfs

##### 1. Einleitung

In einem schnellen Hafen, der auch wirtschaftlich arbeitet, stehen die Größe der Seeschiffe und die des Seehafens in Beziehung. Voraussetzung für das Leben eines großen Seehafens ist ein Hinterland mit starkem Verbrauch, Produktion oder Rohstoffaufkommen. Die Tragkraft des Seeschiffes und die Häufigkeit seiner Abfahrten und Ankünfte — in Abhängigkeit vom Welthandel — bestimmen die Umschlagskapazität des Seehafens. Der Eigentümer der Ware hat oft den Wunsch, die Ware im Seehafen zu lagern, um sie direkt vom Hafen zum Verbraucher zu bringen. Diesem Wunsch muß sich der Hafenthalter anpassen und die entsprechende Lagerkapazität vorhalten. Das System der Umschlagstechnik selber, ob Kajakrane für konventionelles Stückgut, Containertechnik oder künftig eventuell in noch größerer Häufigkeit Roll-on/roll-off- und Lash-on/lash-off-Technik, beansprucht keine größeren Landflächen als bisher.

Im Laufe einer Generation können strukturelle Änderungen im Handels- und Verkehrsgeschehen eintreten, so daß dem Hafen und seinen Nebengeschäften Aufgaben zufallen oder für ihn entfallen.

An einigen Beispielen wird im ersten Abschnitt der Geländebedarf einzelner Umschlaganlagen und der Verkehrswege mit ihren Nebenanlagen in der Gegenwart mit dem Bedarf in früheren Jahren verglichen.

## 2. Stückguthäfen

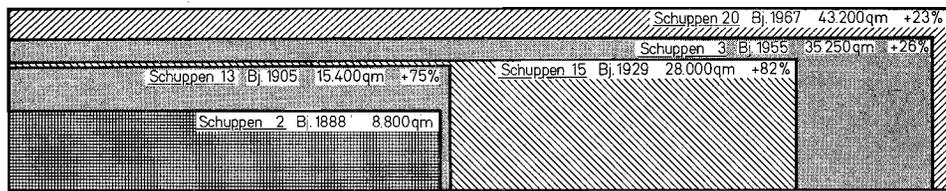
### 2.0 Bremen-Stadt

Die Wassertiefe der Weser in der Vergangenheit und Gegenwart ist in der Tabelle 1, Spalte 3, angegeben. Unter Berücksichtigung der Flut konnten beziehungsweise können Schiffe mit der in Spalte 4 angegebenen Tauchtiefe Bremen erreichen. Um die Übersicht abzurunden, werden in Spalte 5 der Tabelle 1 die jeweilige Kajelänge, über die Stückgut umgeschlagen wird, und in Spalte 6 die umgeschlagenen Stückguttonnen mitgeteilt. Diese Voraussetzung ist notwendig, damit verständlich wird, welche Kapazität der Hafen hat, aus dem die nachfolgend gebrachten Beispiele stammen.

Lfd. Nr.	Jahr des Ausbaues	Name des Ausbaues in Metern	Schiffe mit . . . m Tauchtiefe bei Flut können Bremen erreichen	Länge der Stückgutkajen in Metern	Stückgutumschlag in Tonnen
1	2	3	4	5	6
1	vor 1887	—	2 m	350 m	300 000 t*)
2	1887/95	5 m	5 m	3 750 m	2 000 000 t*)
3	1913/16	7 m	7 m	5 350 m	
4	1923/24	Erweiterter 7 m	7,5 m	5 350 m	3 500 000 t*)
5	1925/29	8 m	8 m	6 700 m	5 700 000 t*)
6	1953/58	8,7 m	bis 9,6 m in enger Anpassung an die Flutwelle	4 380 m 5 710 m	5 500 000 t
7	Angestrebt	9,7 m *)	bis 10,6 m in enger Anpassung an die Flutwelle		
		*) jetzt neue Benennung: 9 m SKN-Ausbau			*) geschätzte Zahlen

### 2.1 Allgemeines Stückgut

Die Gründe für Vergrößerungen der Umschlagsanlagen sind unter anderen: Der internationale Warenaustausch steigt laufend und die Warensortierung wird ständig zahlreicher. Decksladungen wurden früher nur wenig gefahren, abgesehen von speziellen Ladungen, wie schwere Maschinen, Holz usw. Seit Jahren nimmt die wetterfest verpackte Ware merklich zu. Das Ende dieser Entwicklung ist heute der Container. Infolgedessen können die nicht überdeckten Lagerflächen hinter den Kajen im Verhältnis zum Kajeschuppen großflächiger gestaltet werden. Die Entwicklung der Kajeschuppen mit den zugehörigen nicht überdeckten Lagerflächen in Bremen ist in der Abbildung 1 dargestellt.



Bj = Baujahr

Bild 1  
Wachsen der Kajenschuppenflächen im Stückguthafen Bremen 1888—1967

## 2.2 Volladungen

### 2.21 Autoexport

In Bremen wurde 1960 eine Exportanlage für Personenkraftwagen/Lastkraftwagen eingerichtet. Die Anlage kann nur soweit es die Grundrißfläche betrifft mitgeteilt werden. Die Größe ist abhängig von der Produktion des Werkes und der Häufigkeit der Schiffsabfahrten. Das Autowerk produziert nur elf Monate, exportiert aber zwölf Monate. Die Aufstellfläche muß infolgedessen groß genug sein, damit die Wagen für den zwölften Monat im Hafen gestapelt werden können. Die Grundrißfläche der Anlage ist 98 000 m<sup>2</sup>. Sie hat drei Liegeplätze für den Umschlag, ein weiterer Liegeplatz kann noch gebaut werden, und einen Liegeplatz am Dalben für wartende Schiffe.

### 2.22 Container

Containerschiffe fahren ihre Ladung wetterfest verpackt. Sie legen vor den Kajen an und benötigen keine Kajeschuppen. Tritt der Port/Port-Container häufig auf, ist ein Schuppen (Packing Center) für Umpacken der Container notwendig. In Bremen liegen hinter einem Liegeplatz von 230 m Länge 26 500 m<sup>2</sup> Aufstell- und Verkehrsflächen oder 115 m<sup>2</sup> Aufstellfläche/lfdm Kaje.

## 3. Schüttguthäfen

Bei Besprechung der Umschlagsanlagen für Stückgut war es möglich, die Flächen zu besprechen, die durch die Umschlagsanlage selbst belegt sind. Bei der Grundrißfläche einer Schüttgutanlage sind Lagerfläche und Verkehrsfläche gemeinsam zu betrachten, da die Umschlagsgeräte die See- und die Landseite bedienen und z. B. Silos von Eisenbahn oder Lastkraftwagen über- oder unterfahren werden.

### 3.1 Getreide

Im internationalen Handel gibt es nur Import- oder Exportanlagen. Bei der Gestaltung der Getreideanlage ist die Tragfähigkeit des Untergrundes von Bedeutung. Bei tragfähigem Untergrund können die Silos mit kleinerem Querschnitt und großem Fassungsvermögen senkrecht gestellt werden. Der Flächenbedarf für Gleisanschluß und/oder Straßenanschluß ist im allgemeinen groß.

Die neueste Siloanlage in Hamburg ist im Jahre 1968 fertiggestellt worden. Die Silokapazität beträgt 60 000 t; eine Erweiterung auf insgesamt 120 000 t ist vorgesehen. Das Seeschiff (bis 65 000—70 000 tdw) findet seinen Liegeplatz mit — 13,80 m NN Wassertiefe an einer Pier. Zwischen Pier und Silos sind Liegeplätze für Binnenschiffe angeordnet. Die Löschleistung mit drei pneumatischen Hebern beträgt 1 000 t Schwergetreide in der Stunde. Es kann vom Seeschiff sowohl in die Silos als auch unmittelbar in Binnenschiffe

gelöscht werden. Die ganze Anlage nimmt rd. 20 000 m<sup>2</sup> Fläche ein; davon für Silos mit Erweiterung 4 500 m<sup>2</sup> und für Pier mit Binnenschiffhafen 8 000 m<sup>2</sup>. An Verkehrsfläche für Landverkehrsmittel verbleiben 7 500 m<sup>2</sup>. Bei dieser letzten Zahl ist anzumerken, daß an dieser Stelle im Hafen drei benachbarte Anlagen, der Silobetrieb, ein Mühlenbetrieb und eine Futtermittelfabrik ihre Flächen für Landverkehrsmittel teilweise gemeinsam benutzen.

### 3.2 Erz

Im Jahre 1928 wurde in Bremen eine Erzimport- und Kohlenexport/import-Umschlagsanlage auf 7 ha Fläche in Betrieb genommen. Das Kohlengeschäft hat an der Nordseeküste nicht mehr die frühere Bedeutung, geblieben ist der Erzimport. Strukturelle Veränderungen im Lagergeschäft für Erz sind nach 1950 festzustellen, die wesentlichen Einfluß auf den Flächenbedarf nehmen. Die Sortierung der Erze ist zahlreicher geworden. Nach der Geometrie der Pyramide können auf gleicher Fläche bei verschiedener Sortierung wesentlich weniger Erzmengen abgelegt werden als nur bei einer Sortierung. Weiterhin sind die Hütten im Binnenland dazu übergegangen, die hüttennahen Lagerplätze zur Erweiterung der Produktionsstätten in Anspruch zu nehmen. Sie ziehen es vor, die Erze im Seehafen zu lagern und in der Nähe der Hütte selbst nur noch eine Katastrophenreserve zu halten. Vom Seehafen fahren geschlossene Güterzüge nach Fahrplan direkt zur Hütte über den „Moellergang“. Es gibt auch Lagerplätze — nicht in Bremen/Bremerhaven — auf denen neben dem Lagergeschäft Veredelungsvorgänge, zum Beispiel Pelletisierung, vorgenommen werden. Die Erzumschlagsanlage „Weserport“ wird zur Zeit über die Seeschleuse Bremerhaven erreicht. An der Umschlagsanlage können Schiffe bis 76 000 t dw anlegen. Im Endausbau ist vorgesehen, weitere Umschlagsplätze direkt an der Außenweser vor der Schleuse einzurichten. Dorthin können solche Schiffe gebracht werden, wie sie die Zufahrt über die Nordseezufahrt zuläßt. Weserport hat im Endausbau 20 ha Grundrißfläche.

## 4. Ölhäfen

4.1 Liegeplätze für Tankschiffe sowohl zum Laden und Löschen als auch zum Reinigen müssen den Sicherheitsbestimmungen des jeweiligen Hafens entsprechen. Das heißt jedoch nicht, daß sie stets in besonderen Hafenbecken angeordnet werden. Mit Sicherheitsmaßnahmen, wie beispielsweise Preßluftölsperren, werden sie in manchen Häfen auch am Fahrwasser für die durchgehende Schifffahrt zugelassen.

Diese Liegeplätze dienen — soweit sie Löschplätze sind — entweder der Versorgung einer Raffinerie oder eines Tanklagers. In beiden Fällen müssen sie nicht unmittelbar neben den Tankfeldern liegen, da die Ladung durch eine Rohrleitung entweder mittels der Schiffspumpen oder Pumpstationen bis zum Tank gepumpt werden kann. Über den Bedarf an Wasserfläche für Tankerliegeplätze können allgemeine Angaben nicht gemacht werden. Neben der Größe der Schiffe, für die er gedacht ist, hängt der Wasserflächenbedarf für einen Liegeplatz im Einzelfall einmal von den vorgeschriebenen Sicherheitsabständen und zweitens davon ab, welche nautischen Manöver gefahren werden müssen, um ihn zu erreichen. Auch die Größe der zugeordneten Landflächen ist je nach ihrem wirtschaftlichen Zweck sehr unterschiedlich. Zwei Beispiele aus Hamburg seien hier erwähnt.

4.2 Ein im Jahre 1957 gebauter Petroleumphafen mit rechteckiger Grundfläche von rund 14 ha kann vier Liegeplätze für Schiffe von, je nach Bauart, 40 000—50 000 t dw oder zwei Liegeplätze für Schiffe der Größenklasse von 100 000 t dw aufnehmen. Ausgebaut sind zwei Liegeplätze an einer Mittelpier. Ihnen zugeordnet ist eine Raffinerie, deren Erzeugungs- und Lagerstätten in etwa 1 km Entfernung rund 100 ha bedecken.

Ein zweiter im Jahre 1964 fertiggestellter Petroleumhafen mit etwa dreieckförmiger Grundfläche von rund 6 ha bietet zwei Liegeplätzen für Schiffe der Größenklasse von 50 000 t d w Platz. Er ist mit zwei Löschrücken parallel zu den Ufern ausgestattet. Zwischen Brücke und Ufer können jeweils Binnen-, Küsten- oder Hafenschiffe zum Löschen oder Laden hingelegt werden. Der einen Brücke ist ein Tanklager von rund 29 ha Landfläche und der anderen eine Spezialraffinerie von rund 26 ha Landfläche zugeordnet. In beiden Fällen grenzt der Betrieb unmittelbar an den Hafen.

## 5. Industriedöfen

Nach der klassischen Theorie bevorzugen Industrien den Seehafen, um günstig am Verkehrswasser liegend, den importierten Grundstoff nach Veredelung wieder exportieren zu können. Diese Theorie wird — wenn man die Tätigkeit solcher Industrien auf Jahrzehnte analysiert — nicht bestätigt. Nur in wenigen Fällen ist eine Umschlagsanlage für Seeschiffe direkt an der Industrie wirtschaftlich vertretbar. Die Tage der Belegung der Kaje sowie die Nutzung der Umschlagsgeräte sind im allgemeinen sehr gering. Hierfür folgendes Beispiel: Veredelt eine Industrie Grundstoffe, so exportiert sie die Fertigprodukte meist nicht in geschlossenen Schiffsladungen, sondern als Stückgut. Die Umschlagsanlage wird also nur für den Import des Grundstoffes genutzt. Die Einrichtung von werkszugeordneten Umschlagsanlagen ist daher im allgemeinen nicht vertretbar. Den Flächenbedarf von Seehafenindustrien zu besprechen, ist nicht Gegenstand dieser Ausarbeitung, es gehört zum Industriebau. Lediglich der Flächenbedarf für Lagerplätze, Silos oder Schuppen zwischen Kaje und Produktionsstätte soll hier behandelt werden. Er gehört zum Gebiet der Schüttguthöfen. Nur Werften sind von der Wasserabhängigkeit aus gesehen, ausgesprochen seehafengebundene Industrien.

Heute sind Seehöfen für Industrien noch aus anderen Gründen interessant. Eine Industrie im Seehafen hat den Vorzug, am Ursprung gut ausgebauter und leistungsfähiger Verkehrswege zum Verbrauchergebiet zu liegen. Auch suchen die Industrien einen Standort mit der Möglichkeit, wirtschaftlich günstig Industriewasser in unbeschränkter Menge zu entnehmen. Neu hinzugekommen ist im letzten Jahrzehnt der Wunsch der Industrien, nicht weiter zu verarbeitende Abfallstoffe der Fabrikation auf Seeschiffe zu laden und auf hoher See zu verklappen.

## 6. Der Flächenbedarf der Verkehrswege und ihrer Nebenanlagen

6.1 Bis Anfang der dreißiger Jahre waren die Seehöfen landseitig durch Binnenschiff und Eisenbahn mit dem Binnenland verbunden. Die Straßen im Seehafen dienten vornehmlich dem hafeninternen Verkehr, dem Katastropheneinsatz und dem Güterverkehr zur und von der Stadt, also dem ausgesprochenen Lokoverkehr. Nachdem der Lastkraftwagen im überstädtischen Verkehr an Bedeutung gewonnen hatte, mußte der Hafenthaler Straßen entsprechender Kapazität mit Nebenanlagen, wie Park-, Warte- und Löschrücken, im Hafen bauen; eine zusätzliche Flächenbeanspruchung und finanzielle Belastung, obwohl der Umschlag im Seehafen durch die Beteiligung des Lastkraftwagens am Gütertransport nicht größer wurde. Der Hafenthaler mußte jedoch aus werbenden Gründen dem Lastkraftwagen den Weg zum Seeschiff bauen. Der Mehrbedarf an befestigten Flächen für Straßen und Nebenanlagen kann an folgenden Gegenüberstellungen deutlich gemacht werden:

Alte Freihöfen Bremen	
Straßen, befestigte Lade- und Löschrücken	
im Jahr 1938	120 000 m <sup>2</sup>
nach Abschluß des Wiederaufbaus und der Modernisierung	
im Jahr 1968	365 000 m <sup>2</sup>

6.2 Die Größe des Schiffes bestimmt die Größe der Wasserfläche. Die Lage der Hafensohle beeinflusst die Länge der Uferböschung, das heißt, je tiefer die Hafensohle liegt, desto länger ist die Uferböschung. Breite und Länge des Seeschiffes nehmen Einfluß auf den Durchmesser des Wendbeckens, auf die Breite der Hafenbecken und nicht zu vergessen, auch auf die Abmessungen der Seeschleusen. Dementsprechend wächst mit der Schiffsgröße auch der Bedarf der Wasserflächen.

#### 6.21 Wendeböden

Im Hafenrevier werden die Seeschiffe mit Schlepperhilfe bewegt. War der Durchmesser des Wendekreises früher in Bremen 300 m, ist er im Hinblick auf die Weser-Vertiefungen 400 m. Der Durchmesser des Wendekreises ist nicht proportional mit der Schiffslänge gewachsen. Eine Entwicklung im Hafenschlepperbau wirkte sich günstig aus, nachdem die Schlepper mit herkömmlichem Schraubenantrieb durch solche mit Düsenantrieb verschiedenster Bauart oder Voith-Schneider-Antrieb ersetzt wurden. Diese Schlepper benötigen für Manövrieren nicht mehr die Flächen wie die Hafenschlepper mit konventionellem Antrieb. Der Fortschritt im Schiffbau kommt dem Hafenerbauer hier zugute.

#### 6.22 Hafenzufahrten/Hafenbecken

Die Breite der Schüttgut- und Tankerschiffe ist gegenüber früher gewachsen, so daß bei Gestaltung der Wasserflächen diese Entwicklung berücksichtigt werden muß. Bei allen übrigen Schiffen, vor allem in der konventionellen Stückgutfahrt, ist die Schiffsbreite nicht so gewachsen, daß sie vorläufig bei Planungen zu beachten ist.

### 7. Ermittlung des Flächenbedarfes eines Seehafens

Es wäre nun reizvoll, die Grundrißfläche eines künftigen Hafens bei bekannter Wassertiefe der Zufahrt zu ermitteln. Das ist leider nicht möglich, da die Zusammensetzung der Umschlagsanlagen und ihre Struktur jeweils verschieden sein wird. Nachdem Bremen seit 1945 wiederholt neue Hafenreviere erschlossen hat, können aus der Praxis heraus folgende Flächenvergleiche gebracht werden:

Stückguthafenbecken 1 500 m lang,  
beidseitige Uferbefestigung für den Umschlag einschließlich der Gleisanlagen, Bahnhöfe, Parkplätze, Straßen, Lade- und Löschräume

1938	70 ha
1967	110 ha

(Wassertiefen s. Tabelle 1)

### 8. Ausblick

Neue Entwicklungen in der Hafenumschlagstechnik sowie im Seeschiffsbau zeichnen sich ab. Sie können hier nur genannt werden; Flächenermittlungen sind noch nicht möglich, da noch keine Modelle vorliegen.

#### 8.1 Roll-on/roll-off-Häfen

Das Roll-on/roll-off-Schiff und seine ihm eigene Umschlagstechnik ist aus der Fähre, wie zum Beispiel der Flußfähre, entwickelt und bis zur heutigen Nutzung im Küstenverkehr vorangetrieben worden. Bis zu welcher Entfernung (Seeweg) dieser Schiffstyp künftig wirtschaftlich ist, kann im gegenwärtigen Zeitpunkt weder erkannt noch theoretisch ermittelt werden. Von der Länge des Seeweges und des Fahrgebietes hängt die Größe der

Schiffsgefäße ab. Es ist vorstellbar, daß bei der schnellen Lade- und Löschtechnik der Roll-on/roll-off-Schiffe die Wasserflächen kleiner werden. Die große Umschlagsleistung bedingt jedoch größere Landflächen.

### 8.2 Schüttguthäfen

In der Literatur wird davon gesprochen, daß Schiffe zu erwarten sind, die in Längsrichtung löschen. Auf den nordamerikanischen Seen sind solche Schiffe bekannt. Sollte diese Entwicklung auf unsere Häfen zukommen, ist mit wesentlichen Änderungen im Hafengrundriß zu rechnen. Es können jedoch, soweit es die Fläche betrifft, keine Aussagen gemacht werden, da Erfahrungen mit solchen Schiffstypen noch nicht vorliegen.

### 8.3 Lash-on/lash-off-Häfen

Das System der Lash-on/lash-off-Schiffe wird als bekannt vorausgesetzt. Diese Schiffe können am Dalben oder — soweit von Natur gegeben — in der offenen See sowie in der Flußmündung vor Anker gehen und die von ihnen getragenen Schiffe aufnehmen oder abgeben. Theoretisch müßte der Einsatz dieser Schiffe, wenn man den Anker- oder Liegeplatz nicht in die Rechnung einbezieht, weniger Hafensfläche erfordern, da die getragenen Schiffe ungefähr die Abmessungen der genormten Europaschiffe haben.

8.4 Abschließend kann man sagen, daß — wenn die neuen Umschlagstechniken die in sie gesetzten Hoffnungen erfüllen — künftig weniger Schiffsliegeplätze gebraucht werden. Dagegen wird die Lagerfläche hinter einem Schiffsliegeplatz größer werden, da auf ihm in der Zeiteinheit mehr Güter untergebracht werden müssen als bisher.

## **b) Technische und wirtschaftliche Probleme bei der Schaffung, dem Erwerb und/oder Reservierung von Gelände für eine langfristige Entwicklung der Häfen**

### **1. Beschaffung**

1.0 Der Entwicklung der Häfen sind gewöhnlich Randbedingungen gesetzt. Sie werden einmal durch die natürlichen geografischen Verhältnisse des Hafenplatzes sowie seiner näheren und weiteren Umgebung bestimmt. Zweitens sind sie durch Werke von Menschenhand entstanden wie Flächen, deren Nutzung nicht aufgegeben werden soll oder kann, oder Verkehrseinrichtungen, die nicht verlegt werden können, ohne das regionale Verkehrssystem empfindlich zu stören.

1.1 Wie jede Planung ist auch die Planung für die Entwicklung der Häfen einem steten Wandel unterworfen. Sie muß sich den Entwicklungen in der Schifffahrt, dem Umschlag, der Lagerung, der Produktion von Gütern und bei den Landverkehrsmitteln elastisch anpassen. Gewisse Grundelemente verändern sich jedoch auch über längere Zeitspannen nur wenig. So wird man Flächen für Anlagen, die häufig von Schiffen aufgesucht werden, nahe an das Hauptfahrwasser legen (Beispiel: Hafenbecken für Stückgutumschlag). Die Liegeplätze für sehr große Schiffe wird man so anordnen, daß sie nautisch auf kurzem Wege leicht erreichbar sind. Auch sind die regionalen Grundnetze der weiterführenden Verkehrsmittel, Eisenbahn, Straße, Binnenwasserstraße, im allgemeinen kaum veränderlich. Fügt man einem dieser Grundnetze eine neue Linie hinzu, so wird man ihre langfristige Wirkung auf den Gesamtplan eingehend prüfen müssen, bevor sie endgültig trassiert wird. Die allgemeine Lage der Flächen für die verschiedenen Nutzungen, wie Stückgutumschlag, Massengutumschlag, Industrieansiedlung, zur Seeschiffszufahrt und zu den Grundnetzen der weiterführenden Verkehre muß deshalb sorgfältig abgewogen werden, bevor sie eingeplant wird. Die verschiedenen Möglichkeiten für die eigentliche Fein-

aufschließung können und sollten planerisch durchgespielt werden. Eine Festlegung wird jedoch erst durch den akuten ersten Nutzungsfall erzwungen. Dabei ist es wünschenswert auch für die nachfolgenden Nutzungsfälle, die Entscheidungsfreiheit soweit wie möglich zu behalten.

1.2 Die angestrebte, möglichst weitgehende Entscheidungsfreiheit ist nur gewährleistet, wenn das Erweiterungsgelände rechtzeitig und uneingeschränkt für die Entwicklung und ihre Vorbereitung zur Verfügung steht. Das heißt die Verwaltung, die für den Hafen verantwortlich ist, muß im allgemeinen das Gelände frühzeitig erwerben. Dafür ist ein regelmäßig nach den neuesten Erkenntnissen fortgeschriebener Gesamtplan für die Hafentwicklung über längere Fristen die Voraussetzung. In der BRD kann ein solcher Plan beispielsweise auch ein Flächennutzungsplan im Sinne des BBauG sein. Zweckmäßigerweise sollte er Teil eines Regionalentwicklungsplanes sein. Es ist nicht sinnvoll, in der Bundesrepublik für ein Hafenerweiterungsgebiet Bebauungspläne im Sinne des BBauG feststellen zu lassen, die Einzelheiten verhältnismäßig genau festlegen. Da sie Gesetzeskraft erhalten, ist auch nicht vorgesehen, sie innerhalb verhältnismäßig kurzer Fristen abzuändern. Je nach der wirtschaftlichen Entwicklung kann sich aber beispielsweise das erforderliche Verhältnis von Land- zu Wasserflächen und die notwendige Führung von Verkehrsanlagen für die Feinerschließung kurzfristig so ändern, daß sie der Ausweisung in dem gedachten Bebauungsplan nicht mehr entsprechen. Gewöhnlich muß aus wirtschaftlichen Gründen schnell gehandelt werden. Das vorgeschriebene Verfahren, einen neuen abgeänderten Bebauungsplan festzustellen, würde zu lange dauern.

## 2. Erwerb

Man kann nicht davon ausgehen, daß das Gelände für die Hafenerweiterung in jedem Fall rechtzeitig und zu angemessenen Preisen freihändig von den Vorbesitzern zu erwerben ist. Die Enteignung ist daher nicht auszuschließen.

Ein Flächennutzungsplan nach BBauG bindet nur die Verwaltung, gibt jedoch keine Handhabe für Enteignungen. Ein Bebauungsplan nach BBauG, den aufzustellen schon aus den oben angeführten Gründen nicht sinnvoll erscheint, gibt lediglich die gesetzliche Grundlage ab, das Gelände für die ausgewiesenen öffentlichen Einrichtungen, nicht jedoch die ganze Planfläche, zu enteignen. Im Hinblick darauf hat man sich in Hamburg dadurch geholfen, daß man durch Landesgesetz erstens den Umfang des Hafenerweiterungsgebietes festgelegt und zweitens für alle Grundstücke innerhalb dieser Grenzen die Enteignung für zulässig erklärt hat. Das staatliche Zwangsmittel der Enteignung, das ohnehin nur nach Ausschöpfung aller Möglichkeiten der Verhandlung gegen den Bürger angewandt wird, setzt die Verwaltung auch zum Erwerb von Hafenerweiterungsflächen nur ungern ein.

Die Bereitstellung des Geländes ist also ein langwieriger Vorgang, weil die Flächen nicht nur erworben, sondern auch hergerichtet und aufgeschlossen werden müssen. Sie muß daher frühzeitig eingeleitet werden.

## 3. Herrichtung

In den meisten Fällen handelt es sich bei den Flächen für die Hafenerweiterung um ungenutztes oder landwirtschaftlich genutztes Niederungsgebiet oder Gelände, das der See abgerungen werden muß. Für Hafenzwecke muß es erst hergerichtet, im allgemeinen aufgehöhht werden.

Gewöhnlich bietet sich an, hier bei Ausbau- oder Unterhaltungsbaggerungen gewonnenen Boden aufzuspülen. Ein Aufhöhung mit trockenem Material wird im allgemeinen

teurer. Der technische Vorgang des Aufspülens ist bekannt und bietet keine Schwierigkeiten. Es ist das ausgesprochene Ziel, ein Gelände herzurichten, das erstens nicht von jedem etwas höheren Hochwasser überflutet wird. Das wird durch entsprechend hohe Aufspülung erreicht. Zweitens müssen darauf Umschlag- oder Industrieanlagen errichtet werden können. Schwere Anlagen, wie Kräne oder große Maschinen, werden, auch bei einer Aufhöhung um mehrere Meter, tief gegründet werden müssen, weil in den Flußniederungen nicht tragfähige Bodenschichten von beachtlicher Mächtigkeit nahe an der Geländeoberfläche eigentlich immer anstehen. Man wird aber anstreben, das Gelände so herzurichten, daß leichtere Gebäude und Anlagen flach gegründet werden können und für Straßen, Eisenbahnen und Befestigung von Lagerflächen kein Boden ausgetauscht zu werden braucht.

Der Qualität des aufzuspülenden Bodens muß daher besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Aus Baggerungen in Flußniederungen steht nicht immer reiner Sand zur Verfügung. Ob Baggergut mit nicht sandigen Beimischungen aufgespült werden sollte, hängt von den Umständen ab, die im Einzelfall berücksichtigt werden müssen.

Steht eine längere Zeitspanne zur Verfügung, so kann sich der Boden bis zur Nutzung ausreichend entwässern und setzen. Dieser Vorgang kann durch Vorbelastung unterstützt werden. Soll schnell genutzt werden, so müssen gegebenenfalls Entwässerungsmaßnahmen ergriffen werden. Je nach den örtlichen Gegebenheiten wird man unter den verschiedenen Methoden, Gräben, Drainage, Senkrecht-Drainage auswählen müssen. Die dadurch zusätzlich entstehenden Kosten sollten allerdings in angemessenem Verhältnis zu dem zu erzielenden Erfolg stehen.

#### **4. Erschließung**

Zur Erschließung der Flächen mit den für einen Hafen erforderlichen Verkehrsmitteln — Seeschiff, Binnenschiff, Straße, Eisenbahn — wird man ihre Hauptwege im Hafengebiet zunächst in die entsprechenden regionalen Verkehrsnetze planerisch einpassen. Diese Hauptverkehrsachsen wird man baldmöglichst nach der Herrichtung des Geländes auch bauen, um für den Nutzungsfall gerüstet zu sein. Dabei kommt man gegebenenfalls zunächst mit einem Teilausbau aus, der je nach der wirtschaftlichen Entwicklung zeitgerecht in Stufen bis zum Vollausbau zu ergänzen ist. Die Feinerschließung beginnt mit dem ersten Nutzungsfall auf den jeweils für die verschiedenen Nutzungsarten ausgewiesenen Flächen. Allgemeine Regeln für die Erschließung kann man nicht aufstellen. Natürlich sind bei jedem Verkehrsweg die für ihn eigentümlichen Bemessungsgrundlagen zu beachten. Die Trassierung richtet sich sonst aber nach den örtlichen Gegebenheiten. Dabei ist zu bedenken, daß in einem Hafengebiet die vier schon obengenannten Verkehrsträger zwangsläufig aufeinander zulaufen und miteinander auskommen müssen. Kreuzungen sind der Natur des Hafengeschäfts zufolge nicht zu vermeiden. Solche Kreuzungspunkte müssen sorgfältig ausgewählt, untersucht und entwickelt werden, damit beispielsweise — wo notwendig — die Schifffahrt brückenfrei verkehren kann oder der Straßenverkehr nicht durch das Rangiergeschäft der Eisenbahn über Gebühr behindert wird.

##### **c) Verbindungen mit dem Hinterland**

1. Für alle Häfen ist die Verbindung mit dem engeren und weiteren Hinterland durch alle drei Verkehrsträger, Binnenschiff, Eisenbahn, Straße, ganz überragend wichtig. Ohne sie könnten sie ihre Aufgabe nicht erfüllen. Eine Ausnahme bilden lediglich die Spezialhäfen, für die je nach der Art ihres besonderen Umschlags möglicherweise nur einer dieser drei Verkehrsträger Bedeutung hat.

In neuerer Zeit gewinnt auch die Rohrleitung an Bedeutung als Verkehrsträger. Kann man mit Leitungen doch nicht nur Rohöl und dessen Produkte, sondern alle Flüssigkeiten und Gase, ja sogar den Schlamm fester Stoffe befördern. In einem unterscheidet sich die Rohrleitung grundsätzlich von Binnenwasserstraße, Eisenbahn und Straße. Diese sind dadurch gekennzeichnet, daß entweder das Unternehmen (Eisenbahn) oder doch der eigentliche Verkehrsweg (Wasserweg für Binnenschiffe, Straße) allen Verkehrsteilnehmern, die sie benutzen wollen, offensteht. Sie werden von der öffentlichen Hand oder einer Gesellschaft öffentlich Rechts gebaut und unterhalten, bei der Eisenbahn auch betrieben. Außer für militärische Zwecke sind Rohrleitungen bisher noch nirgends vom Staat gebaut worden, um sie dem allgemeinen Transport zur Verfügung zu stellen. Das würde auch an den technischen Voraussetzungen scheitern, die es nur erlauben, durch eine bestimmte Leitung jeweils nur ein Produkt oder eine Produktengruppe zu schicken. Nichtsdestoweniger kann eine Rohrleitung für einen Hafen ganz allgemein bedeutungsvoll sein, wenn das beförderte Produkt gebraucht wird, auf andere Art aber wirtschaftlich nicht herangebracht werden kann (z. B. Erdgas) oder wenn sie als Konkurrent für einen oder mehrere der anderen Verkehrsträger auftritt. In diesem Falle bleibt der Hafenumschlag nicht unbeeinflusst.

Das Gewicht der einzelnen Verkehrsträger für die Verbindung mit dem Hinterland ist für die verschiedenen Häfen sehr unterschiedlich. Trotzdem muß jeder Hafen auf Anschlüsse für jedes der drei Verkehrsmittel besonderen Wert legen.

2. Der Hafen muß nicht nur eben einen Anschluß für jede der drei Verkehrsarten haben. Diese Anschlüsse müssen auch leistungsfähig sein. Das heißt, ihr Umfang und ihre Ausstattung sollten dem neuesten Stand der Verkehrstechnik entsprechen. Der Querschnitt und die Trasse der Wasserstraße für die Binnenschifffahrt sollte auf ganzer Länge so bemessen sein, daß zwei Europakähne von 1 350 t aneinander vorbeifahren können, und daß moderne Schubeinheiten sie benutzen können. Der Eisenbahnanschluß sollte zweigleisig und für Zugförderung mit E-Loks eingerichtet sein. Der Lastkraftwagen sollte als Zu- und Abfahrt Straßen mit mindestens zwei Fahrspuren in jeder Richtung vorfinden, die für Schnellverkehr ausreichend bemessen sind.

Der Hafen hat nicht nur allergrößtes Interesse an der Leistungsfähigkeit seiner Verkehrsanschlüsse ins Hinterland. Leistungsfähigkeit und Dichte der regionalen, überregionalen und internationalen Verkehrsnetze sind für ihn mindestens ebenso wichtig, damit die umgeschlagenen Waren schnell und kostengünstig ihren Bestimmungsort im Hinterland erreichen oder von ihrem Ursprungsort herangebracht werden können. Die Ausgestaltung dieser Netze wird er jedoch allenfalls auf nationaler Ebene mittelbar beeinflussen können. Soweit es ihm möglich ist, wird er seinen Einfluß sicher geltend machen.

3. Auf einen Gesichtspunkt muß in diesem Zusammenhang hingewiesen werden. Jeder größere Hafenplatz ist in mehr oder minder großem Umfang auch Industrieplatz oder eng mit einer Industrieregion verbunden. Die Industrie ist nicht notwendig nur auf die Güterbewegung über den Hafen angewiesen. Im allgemeinen produziert sie nicht nur für den Export, sondern auch für das Binnenland. Die Verkehrsanschlüsse des Hafenplatzes dienen dem mit der Produktion für das Binnenland aufkommenden Verkehr ebenso wie dem Hafen selbst. Hafen, Industrie und alle anderen Aktivitäten des Hafenplatzes haben ein gemeinsames Interesse an guten Anschlüssen an die regionalen und überregionalen Verkehrsnetze. Häufig genug ist nicht eindeutig festzustellen, welches Interesse für die Schaffung oder Verbesserung eines Verkehrsanschlusses maßgeblich war.