PIANC•AIPCN
Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen

24.
Internationaler Schifffahrtskongress

Leningrad / UdSSR (September 1977)
Deutsche Beiträge

Thema 1

Methoden für die Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Wasserstraßen

— durch Verbesserung der Fahrwasser, Schleusen und Terminals;

— durch eine vernünftige Auswahl der Verkehrsmittel und ihrer Ausrüstung;

— durch Systeme der Verkehrsüberwachung und Verkehrslenkung;

— durch verschiedene Maßnahmen gegen das Eis

Berichterstatter: Dr.-Ing. Martin Hager, Bundesverkehrsministerium, Bonn; Prof. Dr.-Ing. Hans H. Heuser, Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg; Dipl.-Ing. Siegfried Lasar, Bauoberrat, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; o. Prof. Dr. Dr. Dr. h. c. Emil Mosonyi, Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe; Dipl.-Ing. Olav Mykleby, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Süd, Würzburg; Rechtsanwalt Hermann-Ulrich Pabst, Bundesverband der deutschen Binnenschiffahrt e. V., Duisburg; Dr.-Ing. Erich Schäle, Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V. Duisburg

Zusammenfassung

Die Frage nach der Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Wasserstraßen muß aus der Sicht der Wirtschaftlichkeit des Gesamtverkehrssystems betrachtet werden. Im einzelnen wird die Entwicklung der Flottenstruktur der Schiffe und Schiffsverbände und ihrer Steuerungs- und Navigationsmittel behandelt. Zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit der Transportmittel geht der Trend zur großen Schiffseinheit, wodurch zugleich erhöhte Anforderungen an die Antriebs- und Steuerorgane gestellt werden. Hier sind erfolgversprechende Entwicklungen im Gange, die bei der künftigen Gestaltung von Wasserstraßen in Betracht zu ziehen sind.

Für die Gestaltung des Fahrwassers sind umfangreiche Naturmessungen mit Einzelschiffen und Schiffsverbänden durchgeführt worden, die bei der Bemessung der Fahrwasserbreiten und -tiefen Berücksichtigung finden. Die zur Bestimmung der Fahrbahnbreite notwendigen Parameter unterliegen einem weiten Schwankungsbereich. Die Bemessungsunsicherheiten lassen sich durch die Wahl ausreichender Sicherheitsabstände oder durch Verbesserung der Steuerungs- und Navigationsmittel ausgleichen. Für die Fahrwassertiefe sind in Abhängigkeit von der relativen Schiffsgeschwindigkeit Grenztiefen gefunden worden, die im natürlichen Gewässer nicht unterschritten werden sollten.

Wasserstraße und angrenzende Häfen sind in der Gestaltung ihrer Anlagen und Einrichtungen aufeinander und auf die Verkehrsanforderungen abzustimmen. Durch Mittel der Verkehrslenkung und -information können Leistungsfähigkeit und Sicherheit verbessert werden.

Die Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße hängt wesentlich von der Schnelligkeit der Überwindung der in ihr liegenden Abstiegsbauwerke ab. Die Verkürzung der Füll- und Entleerungszeiten bei gleichzeitiger Verbesserung der hydraulischen Verhältnisse beim Schleusungsvorgang hat besonders bei Schleusen mit großer Fallhöhe Bedeutung. Die in Betracht kommenden Maßnahmen und ihre Wirkungen sind anhand von Ergebnissen aus Modelluntersuchungen im Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium der Universität Karlsruhe für die hohen Schleusen am Main-Donau-Kanal und bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe für Schleusen am Elbe-Seitenkanal und Staustufen am Oberrhein dargestellt. Durch besondere konstruktive Lösungen werden Hub- und Senkgeschwindigkeiten bis zu 3 m/min erreicht, wobei

eine ausreichend ruhige Lage der Schiffe während der Schleusung sowohl in der Kammer, als auch an den Liegeplätzen in den Vorhäfen erreicht wird.

Witterungsbedingte Einflüsse auf den Wasserstraßenverkehr sind heute mit Ausnahme außergewöhnlicher Hochwasserabflüsse und gewisser Beeinträchtigungen durch Eis allgemein ohne betriebliche Sonderaufwendungen beherrschbar.

Die Eisbildung kann durch Kühlwassereinleitung zwar erheblich vermindert, aber mit wirtschaftlichen Mitteln nicht vollständig unterbunden werden; die bewährten Verfahren zur Eisbekämpfung können besonders bei Verbesserung der Langzeitvorhersage zur Verringerung von Eisbehinderungen beitragen.

1. Allgemeine Gesichtspunkte

Die Wahl der Mittel zur Verbesserung der Verkehrssysteme ist von dem unter den gegebenen Bedingungen und dem zu erwartenden Verkehrsaufkommen erzielbaren Erfolg und dem dafür notwendigen Kostenaufwand abhängig. Je nach dem Ergebnis einer hierauf gerichteten Untersuchung kann die wirtschaftlichste Lösung für die erstrebte Verbesserung im Bereich von Nautik, Schiffbau, Schiffsantriebstechnik, in den Abmessungen oder der technischen Gestaltung der Wasserstraßen, der Häfen, der Betriebseinrichtungen oder der Betriebsorganisationen oder in einer Kombination von Maßnahmen aus den genannten Bereichen gefunden werden.

Günstige Nutzen-Kosten-Relationen können in jedem Falle nur entstehen, wenn Wasserstraßen und angrenzende Häfen in der Gestaltung ihrer Anlagen und Einrichtungen aufeinander und auf die Verkehrsanforderungen weitgehend abgestimmt sind. Je nach den hydrologischen, hydraulischen oder geografischen Gegebenheiten ist bei natürlichen Gewässern das Mittel der Regelung oder Stauregelung geeignet, wobei die verkehrlichen und außerverkehrlichen Nutzen und Nachteile in Betracht zu ziehen sind. Im übrigen sind bei Beschränkung der Wasserstraßenabmessungen oder einer erstrebten Vergrößerung der Schiffseinheiten Möglichkeiten der dauerhaften Gestaltung von Gewässerbettauskleidungen und besonders der Ufereinfassungen zu untersuchen. Außerdem fördert eine möglichst umfassende Verkehrsinformation und Verkehrslenkung die Leistungsfähigkeit und damit die Leichtigkeit und Sicherheit auf der Wasserstraße, wobei der Erfolg wesentlich von der umfassenden Ausstattung aller am Verkehr Beteiligten mit den erforderlichen Kommunikationsmitteln z. B. im Rahmen des Funkverkehrs „Nautische Informationen" abhängig ist.

2. Auswahl der Verkehrsmittel

2.1 Flottenstruktur

Die Struktur der deutschen Binnenschiffsflotte hat sich seit Ende des 2. Weltkrieges grundlegend gewandelt. Der früher vorherrschende Schleppzug mit dem Schleppkahn als Transportgefäß ist seit 1950 immer mehr durch das Motorgüterschiff als seither wichtigstem Transportmittel verdrängt worden. Seit 1960 übernehmen die im Schubverband verwendeten Schubleichter und Schubkähne einen stetig wachsenden Anteil des Frachtraums. Abbildung 1 zeigt die Entwicklung auf einen Blick.

Die auffälligen Veränderungen haben ihre entscheidenden Ursachen

a) in der überproportionalen Zunahme der Personalkosten bei festgelegter Mindestbemannung
b) im Ladungsangebot nach Art und Menge
c) im Zwang zur Kostensenkung für die Liegezeiten.

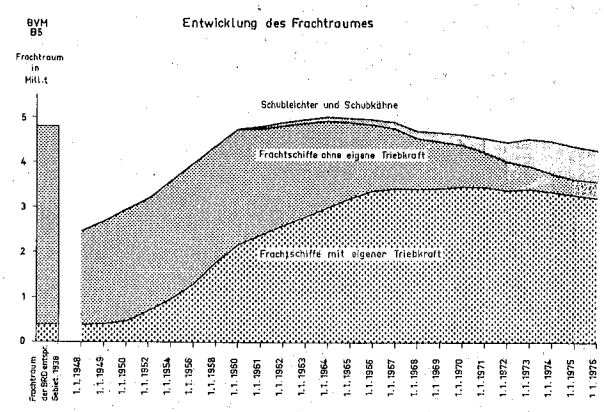


Abb. 1: Entwicklung des Binnenschiffsfrachtraums

Zu a)

Die Steigerung der Personalkosten zwingt im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsanforderungen dazu, besonderes Gewicht auf die Erzielung eines möglichst hohen personalbezogenen Nutzungsgrades

$$A_P = \frac{\text{Tonnen Ladung}}{\text{Mann Besatzung}} \text{ [t/Mann]}$$

zu legen. Der Vergleich der relativen personalbezogenen Nutzungsgrade der verschiedenen Transportmittel für den gleichen Bezugstiefgang fällt nach Tabelle 1 klar zugunsten des Schubverbandes aus.

Tabelle 1: Personalbezogener Nutzungsgrad
Basis: Niederrheinverkehr, Tiefgang 3,0 m

Transportmittel, Fahrzeuge	A_P %
I SCHLEPPZUG	
Schlepper + 4 Schleppkähne 80 x 9,5 m	29,7
II MOTORGÜTERSCHIFFE MS	
alleinfahrend 80 x 9,5 m	39,1
schleppend mit 1 Schleppkahn 80 x 9,5 m	39,9
schleppend mit 2 Schleppkähnen 80 x 9,5 m	38,1
III SCHUBVERBAND	
MS-SCHUBVERBAND:	
Motorgüterschiff + 1 Schubkahn je 80 x 9,5 m	60,0
SB-SCHUBVERBAND:	
Schubboot + 2 Typleichter Europa II in Reihe	60,0
Schubboot + 4 Typleichter Europa II	100,0

Zu b)

Der Anteil des Stückgutverkehrs am Transportvolumen der Binnenschiffahrt ist seit langem rückläufig; die Massengüter in fester und flüssiger Form überwiegen. So hat z. B. das Gesamtgüteraufkommen auf dem Niederrhein am wichtigen Grenzdurchgang zu den Niederlan-

den in den letzten 10 Jahren von 73 059 Mio t im Jahr 1964 auf 127 921 Mio t im Jahre 1974 und davon der Anteil an Massengütern von 50 310 Mio t auf 105 770 Mio t zugenommen. Das entspricht einer Steigerung des Massengutanteils von 68,9 % auf 82,7 %. Hieraus wird die Forderung nach Transporteinheiten mit hoher Ladefähigkeit, also in erster Linie nach Einsatz von Schubverbänden deutlich, soweit das Fahrwasser es zuläßt und die Partiegrößen entsprechend groß sind.

Zu c)

Liegezeitverkürzungen setzen die Rationalisierung des Hafenumschlags voraus; dies führte zur Vergrößerung der Umschlagsgeräte, besonders der Greifer und Transportbänder. Bei stark gestiegenen Umschlagsmengen ist ein kostengünstiger Betrieb nur erreichbar, wenn ohne Zwischenumsetzen vollständig be- und entladen werden kann. Dies bedingt die Forderung nach großen Einzelgefäßen mit einem oder höchstens zwei Laderäumen. Damit lassen sich zugleich die umschlagsbedingten Liegezeiten senken und die Umlaufgeschwindigkeit der Fahrzeuge steigern. Davon unabhängig ging im regelmäßigen Massengutverkehr das Bestreben zur Trennung von Antrieb und Laderaum, damit der kostenintensive Antriebsträger unabhängig von der Liegezeit des Transportgefäßes zwischen den Zielorten pendeln kann.

Die in Tabelle 2 dargestellte Strukturwandlung der Güterschiffsflotte hat diesen Gesichtspunkten schon weitgehend Rechnung getragen.

Tabelle 2: Zusammensetzung der Binnenschiffsflotte
(Stand jeweils am 1. Januar)

Transportmittel	Jahr 1964	1969	1974
Güterschiffe mit Eigenantrieb			
Anzahl	5 382	5 586	4 240
mittl. Tragfähigkeit in [t]	568	614	804
Schleppkähne			
Anzahl	2 197	1 355	504
mittl. Tragfähigkeit in [t]	862	807	813
Schubkähne (ohne Trägerschiffleichter), Schubleichter			
Anzahl	81	166	414
mittl. Tragfähigkeit in [t]	1 046	1 263	1 512
Schubboote, Schlepp-Schubboote			
Anzahl	14	38	98
mittl. Antriebsleistung in [PS]	910	685	1 029

Die Entwicklungstendenzen sind deutlich. Sie lassen sich auch aus dem in Abb. 2 dargestellten Altersaufbau der Gütermotorschiffe und Tankmotorschiffe erkennen. Die Entwicklung führt auf längere Sicht zu der wünschenswerten Homogenisierung der Flottenstruktur. Gegenwärtig werden die Weichen für eine gewisse Standardisierung der Schiffsgrößen gestellt. Bei den Schubleichtern ist eine solche durch die Typen Europa I, Europa II und Europa IIa bereits erreicht.

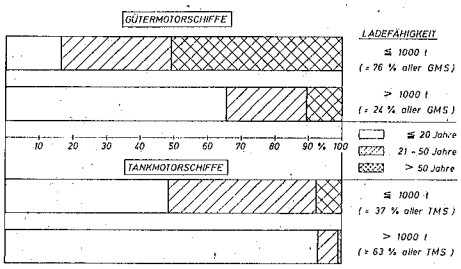


Abb. 2: Altersstruktur der Binnenschiffe mit eigenem Antrieb

Tabelle 3: Schubleichter

Typ		Europa I	Europa II	Europa IIa
Länge	m	70,00	76,50	76,50
Breite	m	9,50	11,40	11,40
Seitenhöhe	m	3,50	3,50	4,00
Ladefähigkeit (Trockenfracht)	t	1 700 (T = 3,20 m)	2 240 (T = 3,20 m)	2 565 (T = 3,70 m)
20'-Container (2 Lagen)	—	56	70	68
Eigengewicht	t	270	320	400

Der Neubau von Schubleichtern hat sich im wesentlichen auch an diese Vereinheitlichung gehalten.

Bei Schubbooten und auch bei großen Motorschiffen sind noch deutliche Verbesserungen mit dem Ziel der Energieeinsparung möglich. Auf der Basis des Transportgütegrades

$$G_T = \frac{L \cdot V_G}{P_B} \left[\frac{tkm}{PS \cdot h}\right]$$

sind bestimmte Kriterien für Verbesserungen bei künftigen Neubauten von Schubbooten und Großmotorschiffen entwickelt worden. Sie betreffen einerseits die Steigerung der Ladefähigkeit (L) durch Vergrößerung der Schiffs- und Verbandslänge und durch Verminderung des Eigengewichts der Fahrzeuge.

Bei unveränderter Geschwindigkeit über Grund (V_G) — deren Erhöhung wirtschaftlich nicht sinnvoll erscheint — ist andererseits eine spürbare Senkung der Antriebsleistung P_B durch Herabsetzung des spezifischen Widerstandes (kN/m³ Wasserverdrängung) und durch Steigerung des Wirkungsgrades im Propellerbereich, insbesondere durch Verwendung von Düsen aber auch durch günstigere Hinterschiffsformgebung sowie die relative Anordnung von Propellern und Rudern zueinander und zum Schiffskörper, zu erwarten.

Die Abmessungen der Großmotorgüterschiffe werden von den Maßen der europäischen Schiffahrtsschleusen begrenzt und haben sich bei Größen bis zu 110 x 11,4 m eingependelt. Untersuchungen sind in Vorbereitung, die eine wirtschaftlich optimale Länge mit Rücksicht auf das Verhältnis Ladefähigkeit/Eigengewicht unter den für die Längs- und die Torsionssteifigkeit schwierigen Bedingungen der — relativ zur Schiffslänge — sehr geringen Seitenhöhe ermitteln sollen.

2.2 *Steuerungs- und Navigationshilfen zur Erhöhung der Sicherheit und zur Verminderung des Leistungsbedarfs*

Die wachsende Verkehrsdichte und die damit verbundene Belastung der Schiffsführung haben zu erfolgreichen technischen Entwicklungen im Bereich der Steuerorgane und der Handhabung der Motorgüterschiffe und der Schubboote geführt.

2.2.1 Steuerorgane im Hinterschiffsbereich

Gegenüber dem „klassischen" Profilruder hinter dem Propeller hat die Einführung von geteilten Profilrudern und die Entwicklung von Mehrflächen-Ruderanlagen mit ungeteilten Einzelprofilflächen eine wesentliche Verbesserung gebracht. In jüngster Zeit haben sich ungeteilte Einflächen-Ruder mit neuartigen Profilformen eingeführt, die — über ihre sehr guten Auftriebsbeiwerte in Vorausfahrt hinaus — eine zuverlässig steuerbare Rückwärtsfahrt von Einschraubenschiffen möglich machen.

Bei der trotz wachsender Schiffs- bzw. Verbandslänge immer noch geringen Kursstetigkeit flachbodiger Schiffe stellt die Verwendung von Selbststeuergeräten nach dem Kurs-Kreiselprinzip, des sog. Autopiloten, eine wertvolle Hilfe dar, die je nach Schiffsart, Einsatzrelation und Wasserstand zu Fahrzeitverminderungen bis zu 5 % und gleichzeitig zur Entlastung der Schiffsführung führt.

Den nautischen Schwierigkeiten beim Stoppen in der Talfahrt wird bei Mehrschraubengüterschiffen durch Variationen der Propellerdrehzahlen auf beiden Schiffsseiten, bei Mehrschrauben-Schubbooten fast immer durch sog. Flankenruder vor den Propellern begegnet, wodurch nicht nur das „Aus-dem-Kurs-Laufen" verhindert, sondern auch die Rückwärtsfahrt einwandfrei gesteuert werden kann. Die Flankenruder-Anlagen erfordern aber einen Mehraufwand an Antriebsleistung in der Vorausfahrt bis zu 10 %. Sie können auch starke Anreger für Hinterschiffsschwingungen sein. Der Ersatz der Flankenruder (und gleichzeitig der Hauptruder) durch drehbare Propellerdüsen konnte sich bisher in der Bundesrepublik Deutschland und im übrigen Westeuropa nicht durchsetzen, da der Platzbedarf unter dem Hinterschiff groß und die Eignung der Drehdüse für enge Wendemanöver schlecht ist. Darüber hinaus geht durch den relativ großen notwendigen Spalt zwischen Propellerspitzen und Düseninnenwand ein nennenswerter Anteil des Düsengewinns für den Leistungsbedarf wieder verloren. Dennoch bleibt die Alternative der Drehdüsen zu Flankenruder und Hauptruderanlagen interessant, vor allem wenn es gelingt, die Düsen aus Gründen der Energieeinsparung in weit größerem Umfang als bisher in der Binnenschiffahrt einzuführen. Dies ist dadurch in greifbare Nähe gerückt, daß der frühere Einwand der Empfindlichkeit gegen Fremdkörper durch die Entwicklung selbstabweisender Düsen ohne Wirkungsgradverlust, die in der Bundesrepublik Deutschland durchgeführt wurde, weitgehend entfällt.

In den letzten Jahren hat sich der sog. Ruderpropeller als kombiniertes Antriebs- und Steuerorgan auch für große Binnenschiffe zunehmend eingeführt. Seine Bedeutung kann durch die Verwendung selbstabweisender Düsen besonders gefördert werden. Die Vorteile des gleichbleibenden Propellerdrehsinns für die Stoppeigenschaften und die Rückwärtsfahrt der Schiffe einerseits sowie des kleinen möglichen Spalts zwischen Propellerspitzen und Düseninnenwand für den Propulsionsgütegrad andererseits — die Düse ändert ihre Lage zum Propeller bei Steuermanövern nicht — sprechen eindeutig dafür.

2.2.2 Steuerorgane im Vorschiffsbereich

Im Hinterschiff konzentrierte passive oder aktive Ruderanlagen können Querversetzungen kaum beeinflussen, gerade dies ist notwendig, um z. B. An- und Ablegemanöver und Schleuseneinfahrten, aber auch schnelle Ausweichmanöver und vor allem das Kurshalten leerer Fahrzeuge bei Seitenwind sicher zu beherrschen. Daher werden Bugsteuerorgane besonders bei

Motorgüterschiffen über 100 m Länge immer mehr verwendet. Bevorzugt kommen aktive Steuerorgane zum Einsatz, die Querkräfte mit Hilfe eines Propellers erzeugen (Bugstrahlruder), um die gewünschte Steuerkraft auch bei kleiner Fahrtstufe zu erzielen. Anstelle der Anordnung von Bugstrahlrudern in Querkanälen, bei denen die erzeugbaren Querkräfte mit zunehmender Geschwindigkeit zurückgehen, sind seit kurzem Bugstrahlruder in Entwicklung, deren Ansaugöffnung ganz oder teilweise nach vorn gerichtet ist, so daß unter Ausnutzung der kinetischen Energie der Schiffsanströmung der Querkraftverlauf in Fahrt weit über den Stillstandswert hinaus ansteigt. Diese Entwicklung wird mit erheblichem Forschungsaufwand weiter gefördert. Ein für die Binnenschiffahrt brauchbares aktives Bugsteuerorgan mit gutem Wirkungsgrad ist bereits verfügbar. Es ermöglicht auch den Verzicht auf Flankenruder bei Motorgüterschiffen, da sowohl das „Aus-dem-Kurs-Laufen" des bremsenden Schiffes abgefangen als auch eine gesteuerte Rückwärtsfahrt ohne Zuhilfenahme von Heckrudern oder Schraubenmanövern gesichert sind. Bei Schubleichtern werden teilweise vom Schubboot ferngesteuerte Bugflächenruder verwendet, um den zusätzlichen Investitionsaufwand auf den Leichtern klein zu halten. Sie sind bei Schubleichtern vielfach auch ausreichend, da die wesentlichen Verwendungszwecke, das sichere Durchfahren von Stromkrümmungen mit langen Verbänden bei reduziertem Driftwinkel und das Kurshalten von Verbänden aus leeren Leichtern bei Seitenwind, mit passiven Bugrudern erfüllt werden können.

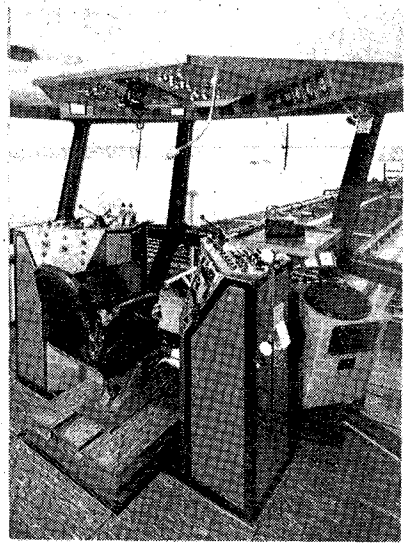


Abb. 3: Einheitsfahrstand

2.2.3 Einmannfahrstand

Die Bemühungen der deutschen Binnenschiffahrt in Zusammenarbeit mit Forschungsstellen der Ergonomie und der Arbeitsmedizin, einen bedienungsgerechten und dem Menschen angepaßten Arbeitsplatz im Steuerhaus zu schaffen, werden in der Konzeption eines Einheitsfahrstandes mit Fernbedienung und Überwachung aller wichtigen Funktionen durch nur eine Person erreicht. Gleichzeitig wird hierdurch ein wesentlicher Beitrag zur Steigerung der Verkehrssicherheit geleistet und eine wichtige Voraussetzung für den immer häufiger üblichen Wechsel der Besatzungen zwischen verschiedenen Schiffen geschaffen (siehe Abb. 3).

3. Gestaltung des Fahrwassers und der Häfen

Entsprechend den Entwicklungstendenzen zum größeren Schiff oder zum Schiffsverband in ein-, zwei- und dreireihiger Zusammensetzung können künftig folgende Maße in Betracht kommen:

Tabelle 4: Schiffe und Schiffsverbände

Schiffe	Verband
L = 110 m; B = 11,4 m	L = 185 m; B = 11,4 m
L = 110 m; B = 11,4 m	L = 185 m; B = 22,8 m
L = 125 m; B = 15,0 m	L = 270 m; B = 34,2 m

Die Festlegung der Fahrwasserbreiten und -tiefen und der Kurvenverbreiterungen für beschränkte oder unbeschränkte Verkehrsmöglichkeit richtet sich nach den Gegebenheiten und den Verkehrsanforderungen an die Wasserstraße. Dabei sind auch die sich aus der Verbesserung der Steuerungs- und Navigationsmittel ergebenden Vorteile zu berücksichtigen. Für die Bemessung ist die Kenntnis des Fahrverhaltens der Schiffe und Verbände maßgebend. Um dies qualitativ und quantitativ erfassen und praxisnahe bewerten zu können, sind in der Bundesrepublik experimentelle Untersuchungen am naturgroßen Objekt durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden veröffentlicht und für den Ausbau von Wasserstraßen der Klassen IV und V verwertet.

3.1 Fahrwasserbreite

Die von einem Schiff eingenommene Fahrbahnbreite ist auch auf geradem Kurs stets größer als die eigene Schiffsbreite, weil die Geradeausfahrt selbst im labilen Zustand erfolgt. Eine Stabilisierung wird in der Regel durch die Ruderkraft erreicht, die jedoch erst bei Anstellung entstehen kann, so daß der Kurs auf gerader Strecke einer mehr oder weniger harmonischen

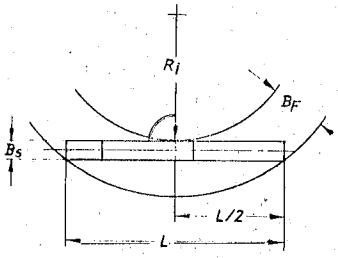
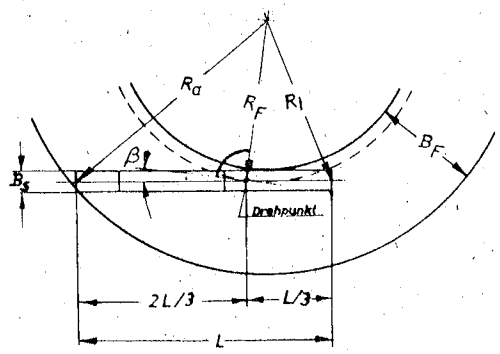


Abb. 4: Kurvenverbreiterung

Schlangenlinie gleicht, deren Amplitude Anhaltspunkte für die Qualität des Ruders, der Schiffsform, der Wasserstraße, aber auch des Rudergängers liefern kann. Von besonderer Bedeutung ist dabei die mit kleiner werdendem Radius notwendige Zunahme der Fahrbahnbreite. Die geometrischen Verhältnisse in der Kurve zeigt Abbildung 4. Der bei der Fahrt des Schiffes wesentlich größere Fahrbahnbreitenbedarf B_F ist nicht nur auf Kursunregelmäßigkeiten, sondern vor allem auf die Eigenart der Fliegkraftkompensation zurückzuführen. Massenkräfte, Strömungskräfte und Reibungskräfte bedingen einen bestimmten Driftwinkel β, wobei Bahnradius, Fahrgeschwindigkeit, Masse und Schiffsform von wesentlicher Bedeutung sind. Glaubt man, den

Driftwinkel β hinreichend genau bestimmt zu haben, läßt sich bei Weiterverfolgung der geometrischen Regeln auch die beanspruchte Fahrbahnbreite in vereinfachter Form nach Abb. 5



$$B_F = R_a - R_i + B_S \quad \text{(Lösung nach dem Cosinussatz)}$$

$$R_a = \sqrt{R_F^2 + \left(\frac{2L}{3}\right)^2 + \frac{4L}{3} R_F \sin\beta} \qquad \cos(90^\circ + \beta) = -\sin\beta$$

$$R_i = \sqrt{R_F^2 + \left(\frac{L}{3}\right)^2 - \frac{2L}{3} R_F \sin\beta} \qquad \cos(90^\circ - \beta) = \sin\beta$$

Abb. 5: Kurvenverbreiterung bei Driftwinkel

errechnen. Da die aufgeführten Kenngrößen und Parameter jedoch einem weiten Schwankungsbereich unterliegen und darüber hinaus auch die Charakteristik der Wasserstraße eingeht, ist es nicht befriedigend, Fahrwasserbreiten nur aus quasi-stationären Betrachtungen herzuleiten. Hinzu kommt, daß eine Bogenfahrt auf natürlichen Krümmungen auch dann nicht zügig, d. h. mit konstantem Winkelverhältnis, ausgeführt werden kann, wenn dieser Bogen durch Böschungen korrekt gekennzeichnet ist, weil der momentane Kurs des Wasserfahrzeugs manuell mittels Steuerorgan vorgegeben werden muß und der Steuermann sich auf dem bewegenden Objekt selbst befindet. Die Naturuntersuchungen haben aber gezeigt, daß z. B. in strömenden Gewässern der Wasserstraßenklasse V, auf denen Geschwindigkeiten von ca. 14 km/h erreicht werden, ein gegenseitiger Abstand von 1 Verbandsbreite ausreichende Verkehrssicherheit bietet. Behält man diese Maße rein geometrisch in Krümmungen bei, dann erweitert sich der Abstand der Schwerpunkte gemäß Abb. 6 beträchtlich, so daß allein dadurch die etwaigen Unsicherheiten beim Durchfahren von Krümmungen aufgehoben werden.

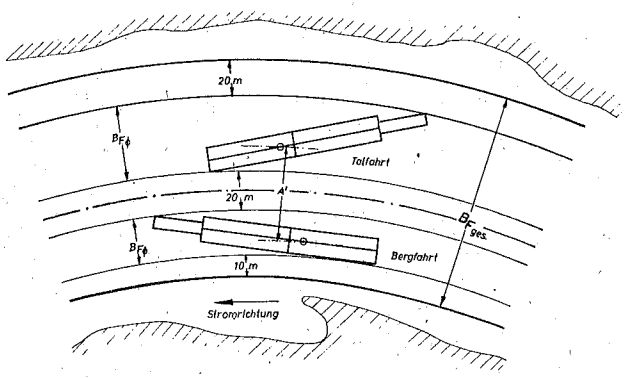


Abb. 6: Fahrbahnbreiten und Abstände für zweischiffigen Verkehr von 2gliedrigen Zwillingsverbänden bei 6 km/h Stromgeschwindigkeit und 14 km/h Fahrtgeschwindigkeit durch das Wasser

Die Abstände zur Fahrwassergrenze am Innenbogen können beträchtlich kleiner gehalten werden, weil es sowieso üblich ist, mit dem Bug nahe am Fahrwasserrand zu bleiben, während dem Heck am Außenbogen dadurch eine größere Navigationsfläche zur Verfügung steht. Die danach entwickelten Kurven für verschiedene Formationen zeigt in einem zusammenfassenden Diagramm Abb. 7. Aus ihnen ist durch Extrapolation auch die Fahrwasserbreite für gerade Strecken zu gewinnen. Der zweigliedrig einspurige Verband würde bei $V_{dW} = 14$ km/h eine Fahrwasserbreite von 60 m beanspruchen. Da Wasserstraßen, wie Mosel, Untermain und auch die Donaustrecke Kelheim—Regensburg, nur eine Fahrwasserbreite von 50 m aufweisen, bedeutet dies eine Reduzierung der Fahrgeschwindigkeit auf 12 km/h. Diese Geschwindigkeit ist, wie die Praxis zeigt, bei 2schiffigem Verkehr durchaus real, denn Wassertiefe und Schleusenmaße der Klasse IV sind auf einem solchen einspurigen Schubverband zugeschnitten. Umgekehrt sind die Maße der Einheiten diesem Konzept angepaßt.

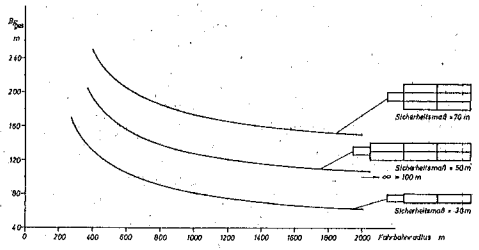


Abb. 7: Fahrwasserbreite bei Begegnung gleichgroßer Schubverbände in Flußkrümmungen bei Fahrtgeschwindigkeit durch das Wasser von mind. 5 km/h und Wassertiefen — Tiefgangsverhältnis 1,4 bis 3,0

3.2 *Fahrwassertiefe*

Die Bemessung der Fahrwassertiefe wird wesentlich durch die Absenkung beeinflußt, die das Schiff während der Fahrt erleidet. Über die Größe der Absenkung wurden erst in den letzten Jahren Einzelwerte durch Versuche gewonnen, aus denen die Bedeutung dieses Vorganges zu erkennen war.

Die Absenkung eines Schiffes ist eine Funktion der Schiffsform und -größe, der Eintauchtiefe T, der Schiffsgeschwindigkeit über Grund $V_{üG}$, der Fahrwasserbreite B_F und der Fahrwassertiefe. Der Größtwert der Absenkung tritt beim Motorschiff je nach seinem Trimm am Bug oder am Heck und beim 2gliedrigen Schubverband am Heck des hinteren Leichters auf. Die Kurve der Absenkung s_z als Funktion der Schiffsgeschwindigkeit $V_{üG}$ hat prinzipiell den in Abb. 8 dargestellten Verlauf. Danach wachsen die Werte mit steigender Schiffsgeschwindigkeit zunächst nur langsam, um dann in einem bestimmten Bereich sehr rasch zuzunehmen. Der

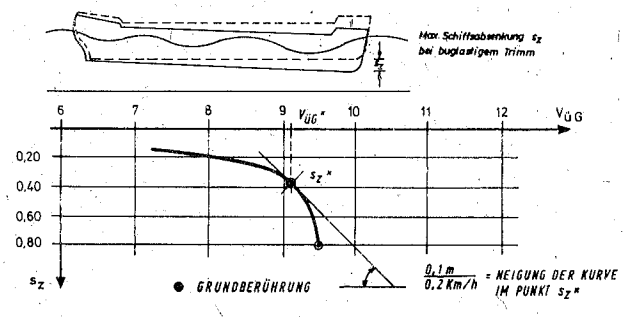


Abb. 8: Schematischer Verlauf der Absenkung s_z als Funktion der Schiffsgeschwindigkeit über Grund $V_{üG}$

Grenzwert s_z^* ist nach Untersuchung an einer größeren Zahl von Kurven so festgelegt, daß in s_z^* die Kurventangente den Wert $ds_z/dV_{üG} = 0{,}1$ m/0,2 km/h hat. Wenn das Fahrwasser ausreichend tief ist, tritt die Grundberührung erst unterhalb s_z^*, also bei einer Geschwindigkeit über $v_{üG}^*$ ein. Die Gefahr einer Grundberührung ist dann nicht gegeben. Im seichten Fahrwasser dagegen kann das Schiff schon auf Grund kommen, bevor der Grenzwert s_z^* erreicht ist. Besonders dieser Fall stellt für die Schiffahrt eine ernste Havariegefahr dar, weil der Schiffsführer in diesem sonst ungefährlichen Absenkungsbereich nicht auf eine Grundberührung gefaßt ist. Eine überaus große Zahl von Havarien im Rhein bei den niedrigen Wasserständen im Jahre 1976 lieferte hierfür ein eindringliches Anschauungsmaterial. Fahrwasserquerschnitte, bei denen Grundberührung schon bei $s_z < s_z^*$ eintritt, sind daher u. a. U. zu vermeiden. Durchgeführte Versuche mit verschiedenen Verbandseinheiten und verschiedenen Fahrwasserverhältnissen haben gezeigt, daß bei einer Abladetiefe von 2,50 m zur Vermeidung einer Grundberührung die Regeltiefe unabhängig von der Fahrwasserbreite für Einzelverbände knapp über 3,0 m und für Zwillingsverbände etwa 3,2 m betragen sollte. Übertiefen im Querschnitt setzen das notwendige Maß für die Regeltiefe herab, jedoch sollte 3,0 m nicht unterschritten werden.

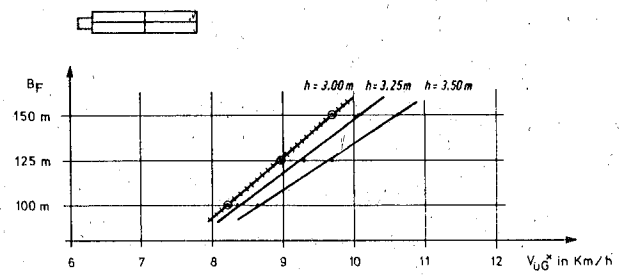


Abb. 9: Grenzgeschwindigkeit für zweigliedrigen Zwillingsverband

Fahrwassertiefe und Fahrwasserbreite bestimmen die Grenzgeschwindigkeit des Verbandes. Nach den Abb. 9 und 10 liegt die Mindestgrenzgeschwindigkeit für den Zwillingsverband unter ungünstigsten, gerade noch zulässigen Fahrwasserverhältnissen bei 8 ½ km/h, der entsprechende Wert für den Einzelverband bei 8 km/h. Sie wächst bei größeren Fahrwassertiefen auf 12 km/h und darüber an.

3.3 *Gewässerbett*

In der technischen Gestaltung der Auskleidung des Gewässerbettes und besonders der Uferbefestigungen sind in der Wahl geeigneter und dauerhafter Baustoffe sowie in der Entwicklung der Bauweisen (z. B. verklammerte bzw. bewehrte und oberhalb der Böschung verankerte zusammenhängende Bauwerke) und Bauverfahren wesentliche Fortschritte zur Vergrößerung der Lebensdauer und Einsparung an Unterhaltungsaufwendungen erzielt worden.

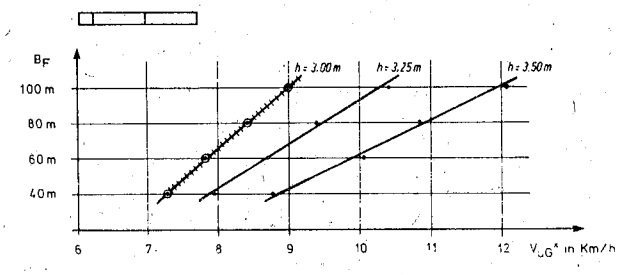


Abb. 10: Grenzgeschwindigkeit für zweigliedrigen Einzelverband

In der weiteren Entwicklung ist das Augenmerk auf die hydraulisch günstigere Querschnittsgestaltung, z. B. durch steilere Böschungen und die dafür notwendigen und wirtschaftlichen technischen Lösungen zu richten.

3.4 Terminals

Beim Ausbau der Wasserstraßen bleiben alle Maßnahmen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Wasserstraßen unvollkommen, wenn nicht auch die Terminals in die Gesamtkonzeption einbezogen werden. Der Transport beginnt und endet regelmäßig in Terminals. Leistungssteigernde und die Sicherheit erhöhende Methoden in Bezug auf das Fahrwasser, die Schleusen und die Schleusenvorhäfen der Wasserstraßen führen daher nicht zu den erreichbaren Zielen, sofern die Terminals nicht entsprechend angepaßt werden. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen in den Häfen, welche die Effektivität des Wasserverkehrs und der Hafenbetriebe steigern, können ihre Bedeutung erst dann gewinnen. Herzustellen ist jeweils die Anpassung des Hafens an die Wasserstraße und umgekehrt.

Allgemein besteht das Erfordernis der Anpassung des Hafens an die zu ihm hinführenden Wasserstraßen in der Form, daß dem Ausbau der Wasserstraße gefolgt wird, z. B. bei Fahrwasservertiefungen. In solchen Fällen müssen rechtzeitig die Zufahrten zu den Häfen und die Hafensohle selbst dem auf der Wasserstraße ermöglichten größeren Tiefgang der Fahrzeuge angepaßt und schiffahrtsgerecht gestaltet werden. Grenzen der Kompetenzen mehrerer Verantwortlicher sind durch gegenseitige Abstimmung zu überwinden. Wirtschaftliche Lösungen zum beiderseitigen Vorteil liegen z. B. in der Verwendung der gleichen Spezialgeräte (Meißel, Bagger u. a.) für Maßnahmen in der Wasserstraße und den an ihr liegenden Häfen und Umschlagstellen, d. h., der Geräteeinsatz für Arbeiten an der Wasserstraße sollte sich möglichst auch auf angrenzende Hafenbereiche erstrecken.

Aber nicht nur die Häfen müssen rechtzeitig der verbesserten Leistungsfähigkeit der Wasserstraße angepaßt werden; auch die Wasserstraße muß dem Fortschritt in den vorhandenen oder in neuen Häfen entsprechend dem Verkehrsbedürfnis folgen.

Leistungssteigerungen der Häfen, z. B. durch verbesserte Umschlagsmethoden, sind nur dann voll nutzbar, wenn die Wasserstraße der Art und dem Umfang des Hafenverkehrsaufkommens zeitgerecht angepaßt wird. Die hierin liegenden Vorleistungen finden ihre Rechtfertigung erfahrungsgemäß durch eine verstärkte Inanspruchnahme der verbesserten Wasserstraße.

Leistungsfähigkeit und Sicherheit der Wasserstraßen werden in hohem Maße durch eine Hafengestaltung gefördert, die die gefahrlose Ein- und Ausfahrt der Schiffe ohne Behinderung des durchgehenden Schiffsverkehrs gewährleisten. Eine Hafenmündung muß so konzipiert sein, daß nicht nur Ablagerungen in der Hafeneinfahrt weitgehend vermieden werden, sondern zugleich auch bei der Einfahrt und erst recht bei der Ausfahrt aus dem Hafen nautische Schwierigkeiten nicht entstehen können, die die Verkehrssicherheit des Hafenverkehrs selbst und zugleich auch der durchgehenden Schiffahrt beeinträchtigen würden.

Gefahrensituationen sind nicht nur im Falle verfehlter Hafenmündungsgestaltung, sondern auch bei Unübersichtlichkeit der Hafeneinfahrt gegeben. Nach Möglichkeit sind daher die Häfen so anzulegen, daß von den Schiffen aus festgestellt werden kann, ob die Einfahrt ohne Zusammentreffen mit ausfahrenden Schiffen möglich ist, und daß vom Steuerhaus der ausfahrenden Fahrzeuge freier Ausblick auf die Wasserstraße nach Ober- und Unterstrom gewährt wird. Anderenfalls müssen Verkehrsregelungsmaßnahmen getroffen werden, evtl. in Verbindung mit besonderer Lichtsignalgebung, Wahrschau und Sprechfunk.

Es müssen also Methoden angewandt werden, die Schwierigkeiten aus den örtlichen Gegebenheiten so weit wie möglich ausgleichen. Werden solche Methoden erforderlich, erhöhen sie allerdings die Sicherheit der Wasserstraße gegenüber der durch die Anlagen gegebenen Situation. Sie sind dann unabdingbar.

3.5 *Systeme der Verkehrsüberwachung und Verkehrslenkung*

Der Bau von Staustufen führt im allgemeinen zu den Vorteilen günstiger Abladung der Schiffe bei gleichbleibender Wassertiefe, Vermeidung von Grundberührungen auf früheren Untiefen, Möglichkeit der Wahl rationeller Betriebsarten (Schubschiffahrt) und Verkürzung der Fahrzeit zu Berg durch Ermöglichung höherer Geschwindigkeiten in den Stauhaltungen. Gegenüber stehen Nachteile, wie Verlängerung der Fahrzeit zu Tal, zeitweilige Störungen oder gar Unterbrechungen des Schleusenbetriebs wegen planmäßiger und unvorhergesehener Schleusenreparatur, die besonders bei Schleusen mit nur einer Kammer gravierend sind. Jede Schleuse unterbricht im übrigen den sonst freizügigen Schiffsumlauf.

Zu den Verkehrsregelungsmethoden gehört die Einrichtung sog. Startplätze in den Schleusenvorhäfen, die geeignet sind, einen Schiffsstau vor Schleusen zu ordnen bzw. aufzulösen. Nahe lag eine Fortentwicklung in Richtung auf geregelten Verkehr, bei dem jedes Schiff stets auf eine offene, schleusungsbereite Schleuse trifft. Hierbei treten Störungen auf durch Schleusenketten mit ungleichen Schleusenabmessungen, unterschiedliche Abmessungen der Fahrzeuge und Schiffsverbände, innerhalb der Schleusenkette endenden oder neu aufkommenden Verkehr, Schiffsverkehrs, z. B. von Personenschiffen, nur in bestimmten Stauhaltungen, unterschiedliche Betriebsformen der Schiffahrt, d. h. Tag- und Nachtfahrt oder nur Fahrt bei Tag, unvorhergesehene Zwischenfälle etc.

Inzwischen hat der UKW-Funk in der Binnenschiffahrt zunehmende Anwendung gefunden. Alle Schleusen werden, soweit noch nicht geschehen, mit dem Verkehrskreis „Nautische Information" ausgestattet, über den die Verständigung zwischen den Schleusen und den Schiffen ermöglicht wird. Nach dem regionalen Abkommen über den Rheinfunkdienst stehen zur nautischen Information die Kanäle 18, 20 und 22 zur Verfügung. Die im Rheinstromgebiet und auf den Wasserstraßen nördlich des Rheins fahrenden Schiffe werden zunehmend mit den gleichen Funkgeräten ausgerüstet. Auf dieser Basis wird es möglich, ein neues System der Verkehrsüberwachung und Verkehrslenkung einzuführen, das den zügigen Schiffsverkehr ohne unnötige Aufenthalte innerhalb der Schleusenketten, aber auch beim Übergang von der freien Strecke in staugeregelte Wasserstraßen herbeiführen kann. Zur Entwicklung dieses Systems sollten alle wissenschaftlich-theoretischen Untersuchungen und alle Gegebenheiten und Erfahrungen der Praxis verwertet werden. Es zeichnet sich ab, daß die aufgezeigten Möglichkeiten, die der UKW-Funk bietet, bei flexibler Handlungsweise für alle Eigenarten der Wasserstraße, der Fahrzeuge und Schiffsverbände, der Verkehrsarten und Betriebsformen genau so wie für das notwendige Schiffs- und Hafenpersonal weitestgehend geeignet sind. Neben der Ausrüstung aller Schleusen mit dem Funk-Verkehrskreis „Nautische Information" ist die gleiche lückenlose Ausstattung der Schiffe zu fördern. Gleichzeitig wären die schiffahrtpolizeilichen Vorschriften über die Anwendung des Funks zur Steigerung der Funk-Sprechdisziplin fortzuentwickeln.

Das System der Verkehrsüberwachung und -lenkung ist auch geeignet, die Sicherheit auf den freien Strecken zu erhöhen, z. B. auf nautisch schwierigen Krümmungsstrecken, bei Havarien oder in sonstigen Gefahrensituationen, insbesondere im Falle der Gefahr des Freiwerdens gefährlicher Ladung, damit die übrige Schiffahrt von der Gefahrenstelle ferngehalten werden kann und damit die Gefahr so schnell wie möglich behoben sowie die Schutz- und Rettungsmaßnahmen rasch ergriffen werden können. Einzubeziehen sind die Funk-Verkehrskreise Schiff-Schiff und Schiff-Hafenbehörde sowie die Funk-Wahrschau im Verkehrskreis Schiff-Schiff von schwimmenden Anlagen aus. Bei letzterer wird die Tonbandaufnahme verkehrsregelnde Anordnungen dem Schiff über Funk vermitteln.

Ausbaufähig ist auch das System der geregelten Begegnung der Fahrzeuge in der Form der Rechtsfahrt oder der Begegnung der Fahrzeuge an einer bestimmten Seite, vorzugsweise an Backbord. Die Erfahrung hat gelehrt, daß ein bestimmtes System jeweils für eine längere Strecke und ohne Ausnahmen vorgeschrieben werden muß, um den Effekt, die Erhöhung der Verkehrssicherheit, zu erzielen. Die geregelte Fahrt, die schon seit langem bei Nacht und

unsichtigem Wetter auf der holländischen Rheinstrecke und zu jeder Tages- und Nachtzeit auf dem staugeregelten Oberrhein vorgeschrieben ist, seit Jahren auf der Mittelrheinstrecke und seit dem 1. April 1975 auf dem Niederrhein mit großem Erfolg praktiziert wird, ist Voraussetzung für weitere Maßnahmen zur Erhöhung der Verkehrssicherheit und der Leistungsfähigkeit der Wasserstraße. Z. B. ist die geregelte Begegnung der Fahrzeuge und Schiffsverbände Grundlage der Fahrt bei Nacht zu Tal durch die Mittelrheinstrecke, sobald der Stand der Ausbauarbeiten entsprechend fortgeschritten ist. Auch hier kommt als weitere zu erfüllende Bedingung die Sprechfunk-Verbindung von Schiff zu Schiff hinzu.

4. Füll- und Entleerungssysteme von Schleusen

Den Maßnahmen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit von Schleusen durch Verbesserung der Füll- und Entleerungseinrichtungen sind wegen der hierfür verhältnismäßig hohen Aufwendungen Grenzen gesetzt. Entsprechende Entwicklungen haben daher heute im wesentlichen bei Anlagen zur Überwindung hoher Fallstufen Bedeutung, vor allem wenn gleichzeitig Spareinrichtungen notwendig sind. In diesen Fällen kann die Verkürzung der Füll- und Entleerungszeiten erreicht werden durch

— günstigere Gestaltung der Füll- und Entleerungssysteme
— günstigere Steuerung der Füll- und Entleerungssysteme
— Änderung der Sparwassermenge

4.1 Gestaltung und Steuerung der Füll- und Entleerungssysteme bei Schleusen des Main-Donau-Kanals

Anhand des Vergleichs der beiden Sparschleusen Erlangen und Leerstetten des Main-Donau-Kanals werden die Möglichkeiten zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit und ihre Wirkung aufgezeigt. Beide Schleusen mit jeweils drei Sparbecken-Gruppen haben gleiche Kammerabmessungen und gleiche Füll- und Entleerungssysteme. Die Fallhöhe der Schleuse Erlangen beträgt 18,30 m. Da die Gesamtfüll- und Entleerungszeit der Schleuse Leerstetten mit einer Fallhöhe von 25 m diejenige der Schleuse Erlangen nicht überschreiten soll, wurden die Möglichkeiten der Füll- und Entleerzeitverkürzung an einem Modell für die Schleuse Leerstetten im Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium untersucht.

4.1.1 Vergrößerung der Sparbeckenflächen

Nennenswerte Zeitgewinne lassen sich durch Vergrößerung der Sparbeckenflächen, jedenfalls wenn sie das 1,5fache der Kammerfläche übersteigen, wie Abbildung 11 zeigt, nicht mehr erreichen. Da hierbei die Baukosten bereits erheblich ansteigen, wurde die Sparbeckenfläche in Leerstetten gleich der Kammerfläche gewählt.

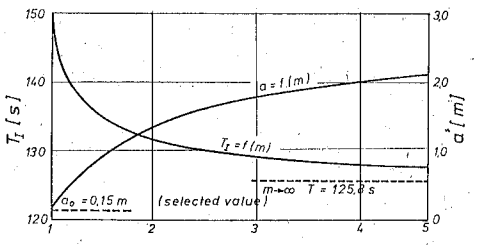


Abb. 11: Änderung der Enddifferenz a und der Sparbeckenfüllzeit T_I bei Füllung aus einem Sparbecken in Abhängigkeit des Verhältnisses Sparbeckenfläche/Kammerfläche m

4.1.2 Vergrößerung der Umlauf-Kanalquerschnitte

Wie aus Abbildung 12 zu ersehen ist, erbrachte die Vergrößerung der Sparbecken-Zulaufquerschnitte f von 13 m² bei der Schleuse Erlangen auf 17,5 m² bei der Schleuse Leerstetten deutliche Zeitgewinne. Bei den Längskanälen wurde auf Querschnittsänderungen verzichtet, weil die Zuflußmengen nicht vergrößert werden durften.

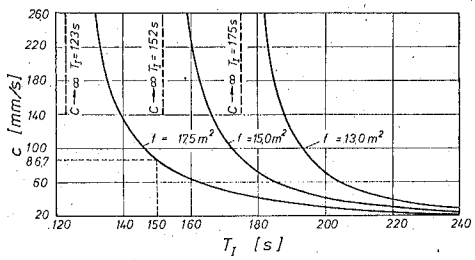


Abb. 12: Änderung der Sparbeckenfüllzeit T_I bei Füllung aus einem Sparbecken in Abhängigkeit der Hubgeschwindigkeit c der Sparbeckenschütze für verschiedene Sparbeckenzulaufquerschnitte f

4.1.3 Strömungstechnische Gestaltung der Ein- und Ausläufe

Durch strömungstechnisch günstigere Leitwände konnte gegenüber den bei der Schleuse Erlangen eingebauten Zulaufabdeckungen aus sog. Rosten für die Teilfüllung aus den Sparbecken ein Zeitgewinn von etwa 10 % und für die Teilentleerung in die Sparbecken sogar ein Zeitgewinn von etwa 16 % erzielt werden.

4.1.4 Vergrößerung der Enddifferenz a

Die Vergrößerung der Enddifferenz a zwischen Sparbeckenwasserspiegel und Kammerwasserspiegel hat ohne gleichzeitige Vergrößerung des Verhältnisses m ein Anwachsen der Restdruckhöhe und damit der Restfüll- bzw. Entleerungswassermenge und eine entsprechende Füllzeitverlängerung zur Folge. Abbildung 13 zeigt die begrenzten Verbesserungsmöglichkeiten durch Vergrößerung der Enddifferenz a bei einem Verhältnis m = 1 und konstant angenommener Hubgeschwindigkeit der Längskanalschütze. Die Enddifferenz wurde in Leerstetten auf a_o = 0,15 m festgelegt.

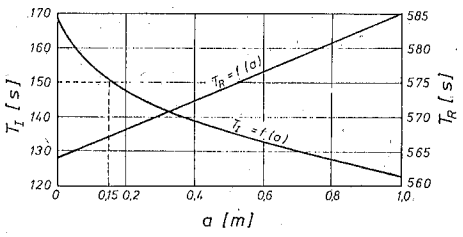


Abb. 13: Änderung der Sparbeckenfüllzeit T_I für Füllung aus einem Sparbecken und der Restfüllzeit T_R in Abhängigkeit der Enddifferenz a

4.1.5 Vergrößerung der Hubgeschwindigkeit der Schütze

Da auch bei plötzlicher Querschnittsfreigabe (c → ∞) eine Grenzfüllzeit nicht unterschritten werden kann, werden die Zeitgewinne mit wachsender Hubgeschwindigkeit der Sparbeckenschütze immer geringer, wie aus Abbildung 12 zu ersehen ist. Zu große Öffnungsgeschwindigkeiten führen besonders beim Füllen der Kammer aus der untersten Sparbeckengruppe wegen

des zu geringen Wasserpolsters zu unzulässig hohen Kräften für die in der Kammer liegenden Schiffe. Die Hubgeschwindigkeit für Leerstetten wurde mit c = 86,7 mm/s festgelegt.

Die maximale Entnahmewassermenge aus der Haltung bzw. die Rückgabewassermenge in die Haltung war zur Vermeidung unzulässig hoher Schwall- und Sunkwellen auf 70 m^3/s beschränkt. Um diesen Wert nicht zu überschreiten, ist die Vergrößerung der Hubgeschwindigkeit der Längskanalschütze nur dann möglich, wenn der Schützhub unterbrochen wird. Jedoch ist bei Hubunterbrechung die Vergrößerung der Hubgeschwindigkeit nur bis zu einem Grenzwert sinnvoll, weil bei weiterer Erhöhung der Hubgeschwindigkeit die Restfüllzeit wegen der dann längeren Hubunterbrechung wieder ansteigen würde (Abb. 14).

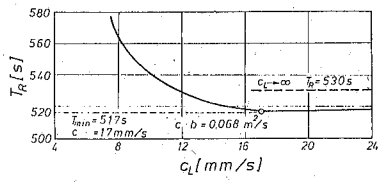


Abb. 14: Änderung der Restfüllzeit T_R in Abhängigkeit der Hubgeschwindigkeit c_L der Längskanalschütze

4.1.6 Beschleunigter Hub der Längskanalschütze

Nach den Untersuchungen für die Schleuse Leerstetten werden Füll- und Entleerungszeitverkürzungen dadurch erreicht, daß die Längskanalschütze mit veränderlichen Geschwindigkeiten gefahren werden. Zunächst werden sie mit konstanter Hubgeschwindigkeit bis zum Erreichen des maximal zulässigen Durchflusses aufgefahren und dann mit beschleunigtem Hub so gesteuert, daß bis zum völligen Öffnen der Schütze konstant die maximal zulässige Wassermenge fließt. Die Verkürzung der Restfüllzeit beträgt gegenüber konstantem Schützhub etwa 20 % (s. Abb. 15).

4.1.7 Öffnen der Schleusentore vor Wasserspiegelausgleich

Wesentliche Verkürzungen der Füll- und Entleerungszeiten lassen sich durch vorzeitiges Öffnen der Schleusentore erreichen, bevor der Kammerwasserspiegel mit dem Wasserspiegel der Haltung ausgeglichen ist. Versuche an der Schleuse Erlangen haben ergeben, daß die Tore schon bei einer Wasserspiegeldifferenz von 0,3 m geöffnet werden können.

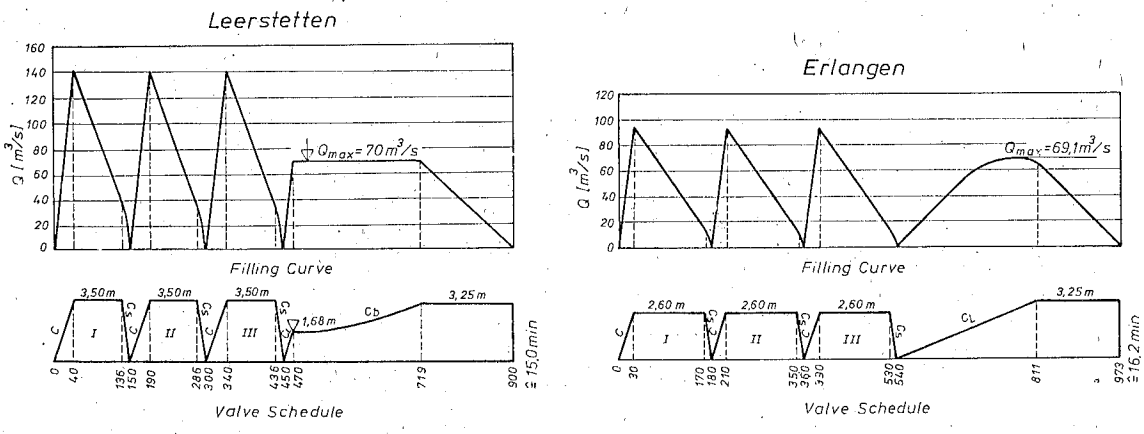


Abb. 15: Gegenüberstellung der Füllwassermengen, Kurven und Schützfahrpläne der Schleusen Leerstetten und Erlangen

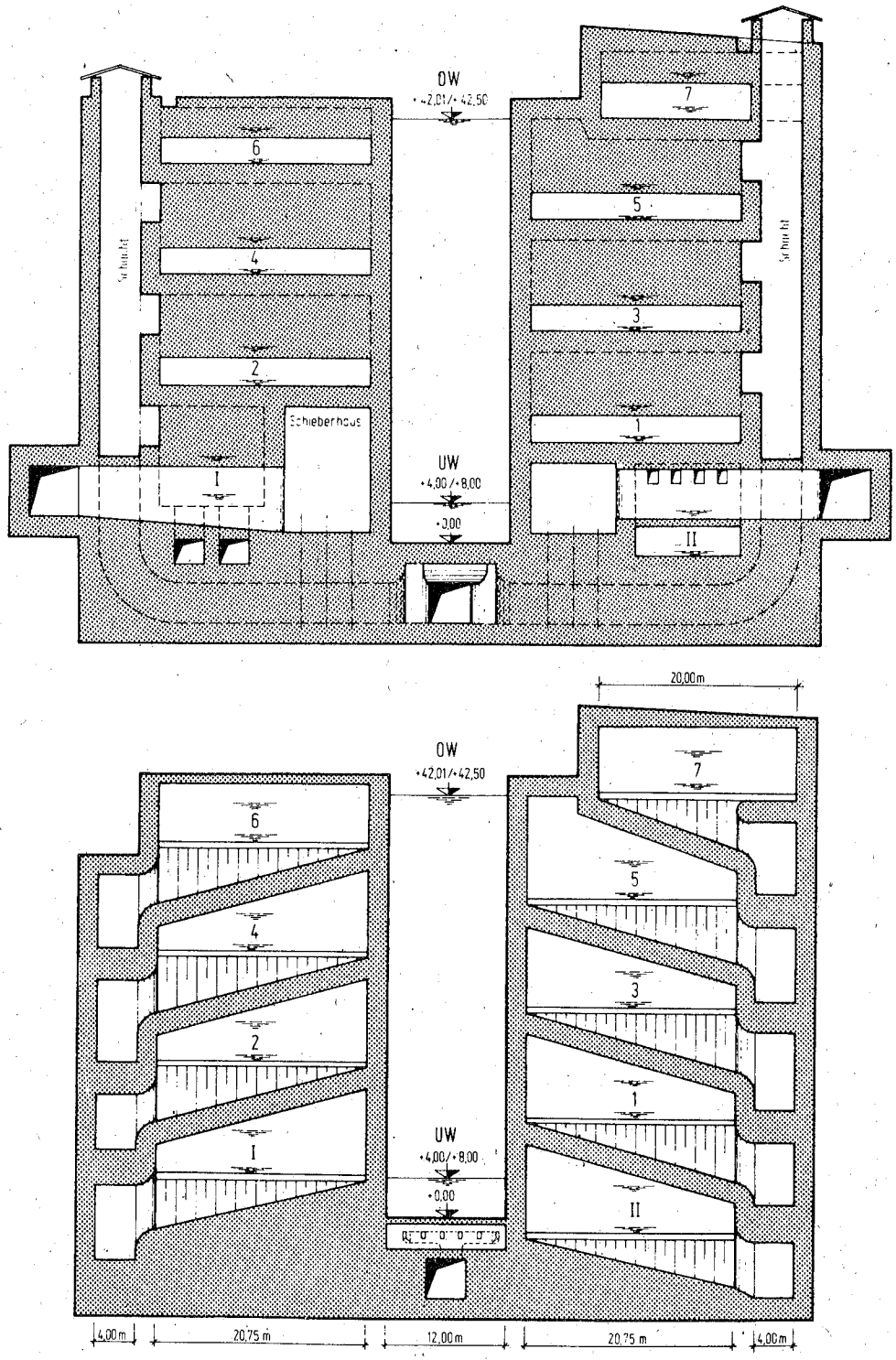


Abb. 16: Querschnitte des Modells einer Schleuse Lüneburg

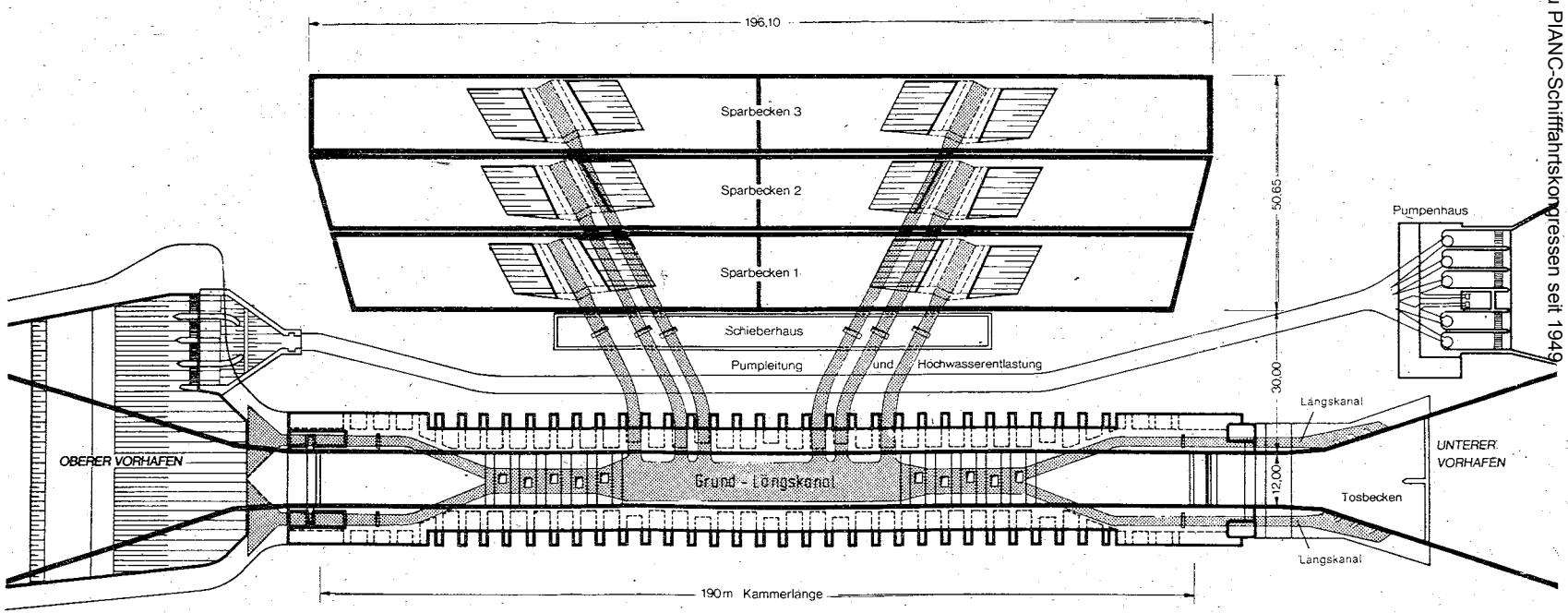


Abb. 17: Grundriß der Schleuse Uelzen mit Füllsystem

Obwohl die Schleuse Leerstetten mit ihrer Stufenhöhe von 25 m um 6,70 m höher ist als die Schleuse Erlangen, ergab sich durch sinnvolle Anwendung der obigen Möglichkeiten eine Gesamtfüllzeit von 15 Min gegenüber 16,2 Min in Erlangen und eine gesamte Entleerungszeit von 16,1 Min gegenüber 17,2 Min in Erlangen. Die maximalen Längskräfte auf Schiffe in der Kammer beim Normalfall der Füllung betragen bei der Schleuse Leerstetten 5 kN gegenüber etwa 3 kN bei der Schleuse Erlangen.

4.2 *Konstruktive Maßnahmen im Füll- und Entleerungssystem und im Vorhafenbereich der Schleuse Uelzen*

Der Elbe-Seitenkanal überwindet Fallhöhen von 23 m bei Uelzen und 38 m bei Lüneburg. Als Abstiegsbauwerke kamen Lotrecht-Hebewerke, Schräg-Hebewerke mit Quer- und Längsförderung, Wasserkeile oder Schleusen in Betracht. Eine gleichwertige Schleuse mußte mindestens 2,50 m/min mittlere Steig- und Senkgeschwindigkeit und eine größtmögliche Wassereinsparnis aufweisen. Verkürzte Schleusenfüllzeiten vergrößern die Kräfte auf die Schiffe in der Kammer und in den Vorhäfen. Außerdem vergrößert sich die Tendenz zu Wirbelbildung und damit zum Lufteinzug an den Einläufen, so daß die Verschlüsse ausreichend tief verlegt werden müssen. Für die Verhältnisse an der Fallstufe bei Lüneburg wurde das in Abbildung 16 gezeigte System aus Modelluntersuchungen in der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe ermittelt. Die Becken 1 bis 5 dienen der Wassereinsparnis (71,4 %) während in den Becken 6 und 7 die Restfüllung aus dem Oberen Vorhafen zur Füllzeitverkürzung zwischengespeichert wird. Analog können die Becken I und II bei der Entleerung fungieren. Mit der gewählten Anordnung wurde eine mittlere Steiggeschwindigkeit von 2,7 bzw. 3,0 m/min bei einer größten Füll- bzw. Entleerungswassermenge von 197 m^3/s und eine Füllzeit von 14 min bzw. eine Entleerungszeit von 12,7 min erzielt. Bei der Ausbildung der Grundläufe wurde auf geringe Fließverluste und eine gleichmäßige und turbulenzarme Beaufschlagung der Kammer geachtet, so daß die Schiffslängskräfte im Modell nur zu Beginn der Füllung $^1/_{1200}$ des Schiffsgewichts erreichten. Das System wurde im Prinzip auf die Schleuse Uelzen mit 3 Sparbecken übertragen (Abbildung 17). Die kurzen Füll- und Leerzeiten machten zur Verminderung von Lufteingänger- und Wirbelbildung besondere Vorkehrungen an den Sparbeckeneinläufen notwendig (Abb. 18).

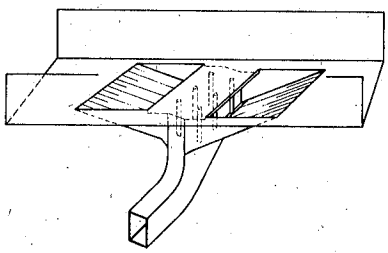


Abb. 18: Sparbeckeneinlauf der Schleuse Uelzen

Während es für Einläufe im Oberwasser bewährte Formen gibt, bereitet die Einleitung in das Unterwasser besonders bei einseitgem Betrieb mit nur einem Entleerschütz immer noch Schwierigkeiten. Im Rahmen der Kolkuntersuchungen wurde ein spornartiges Wandstück normal zur Tosbeckenendschwelle als geeignete Lösung ermittelt (Abb. 19). Der Sporn stabilisiert auch bei einseitiger Ausströmung die Energieumwandlung im Tosbecken. Pulsationen werden stark unterdrückt.

Neben der erheblichen Abnahme der Angriffe auf die anschließende Sohle werden Behinderungen für die Schiffahrt durch Strömung praktisch vermieden, so daß die Startplätze nahe der Schleuseneinfahrt angelegt werden können.

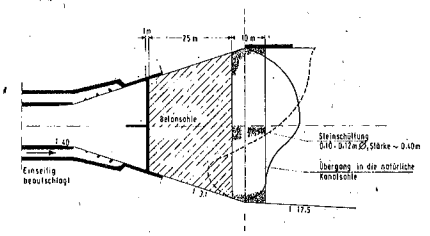


Abb. 19: Tosbecken am Unterhaupt bei seitlichen Auslässen

4.3 *Zu- und Abströmung bei Doppelschleusen*

Zur Vermeidung ungünstiger Querströmungen bei Doppelschleusen empfiehlt sich die Verlängerung der Zwischenmauer als Tauchwand, so daß die gesamte Vorhafenbreite für die Zu- und Abströmung herangezogen wird. Im Oberwasser treten so im Tiefgangsbereich eines Schiffes praktisch keine Querströmungen mehr auf. Abbildung 20 zeigt die Strömungsausbildung bei massiver Trennmole und bei Auflösung als Tauchwand.

Gegenüber der nahezu potentialförmigen Anströmung der Einläufe ist die Ausströmung in den unteren Vorhafen mehr strahlförmig mit Intermittenzzonen an den Rändern. Die Verzögerung des Strahlrandes am ruhenden Wasser der benachbarten Einfahrt hat eine Walzenbildung zur Folge, die nach beendeter Entleerung die gesamte Breite erfaßt und noch bis zu 20 min anhält. Diese Walze ist für die Schiffahrt besonders gefährlich, weil sie unerwartet ist und der Walzendurchmesser in der Größenordnung der Schiffslänge liegt. Zur Schwächung der Intermittenzzone haben sich Verlängerungen der Trennspitzen in Form von Tauchwänden mit Öffnungen in Sohlennähe bewährt. Diese können aus Spundwänden oder zwischen IPB-Pfählen eingehängten Stahlbetonplatten bestehen.

Eine Abminderung der Stärke der Längsströmung durch Querausbreitung setzt möglichst ablösungsfreie Übergänge voraus. Versuche haben gezeigt, daß bei Trennmolen mit doppelten Tauchwandschürzen Erweiterungen von 1:4, bei einfachen Tauchwänden schon solche von 1:2,5 ausreichen.

5. Maßnahmen gegen Eis

Um Verkehrsbehinderungen durch Eisbildung auf Wasserstraßen möglichst weitgehend zu verhindern, stellt sich neben den üblichen Maßnahmen betrieblicher und technischer Art, wie Eiswarndienst, Eisbrechdienst, Eisabführung nach Eisaufgang über Wehr- und Schleusenanlagen, die Frage nach den Möglichkeiten der Nutzung von Abwärme aus Industrie und Energiewirtschaft. Die sonst unter Umständen nachteilige Wärmebelastung in Fließgewässern führt hier zum Vorteil geringerer Eisbehinderung. Eine weitergehende Nutzung der Abwärme, besonders in Stillwasserkanälen und Häfen, ist wegen der Aufwendungen für die nur in Eisperioden notwendige Wärmeeinleitung wirtschaftlich nur realisierbar, wenn sie überregional und überbetrieblich geplant und durchgeführt wird.

Um einen möglichst guten Wirkungsgrad bei Wärmeeinleitungen zu erreichen, sollte das angewärmte Kühlwasser an mehreren mit verhältnismäßig kurzen Abständen folgenden Einleitestellen dem Kanal zugeführt werden, statt große Wassermengen an einer Stelle einzuleiten. Da über größere Entfernungen mit wechselnden landschaftlichen Verhältnissen „Kältepole" und wärmere Gegenden sich abwechseln, sollten die in den kälteren Abschnitten liegenden Kanalstrecken mit Beschickung von angewärmtem Wasser bevorzugt werden, wobei die vorherrschende Windrichtung für die Unterstützung der Längsströmung zu berücksichtigen ist.

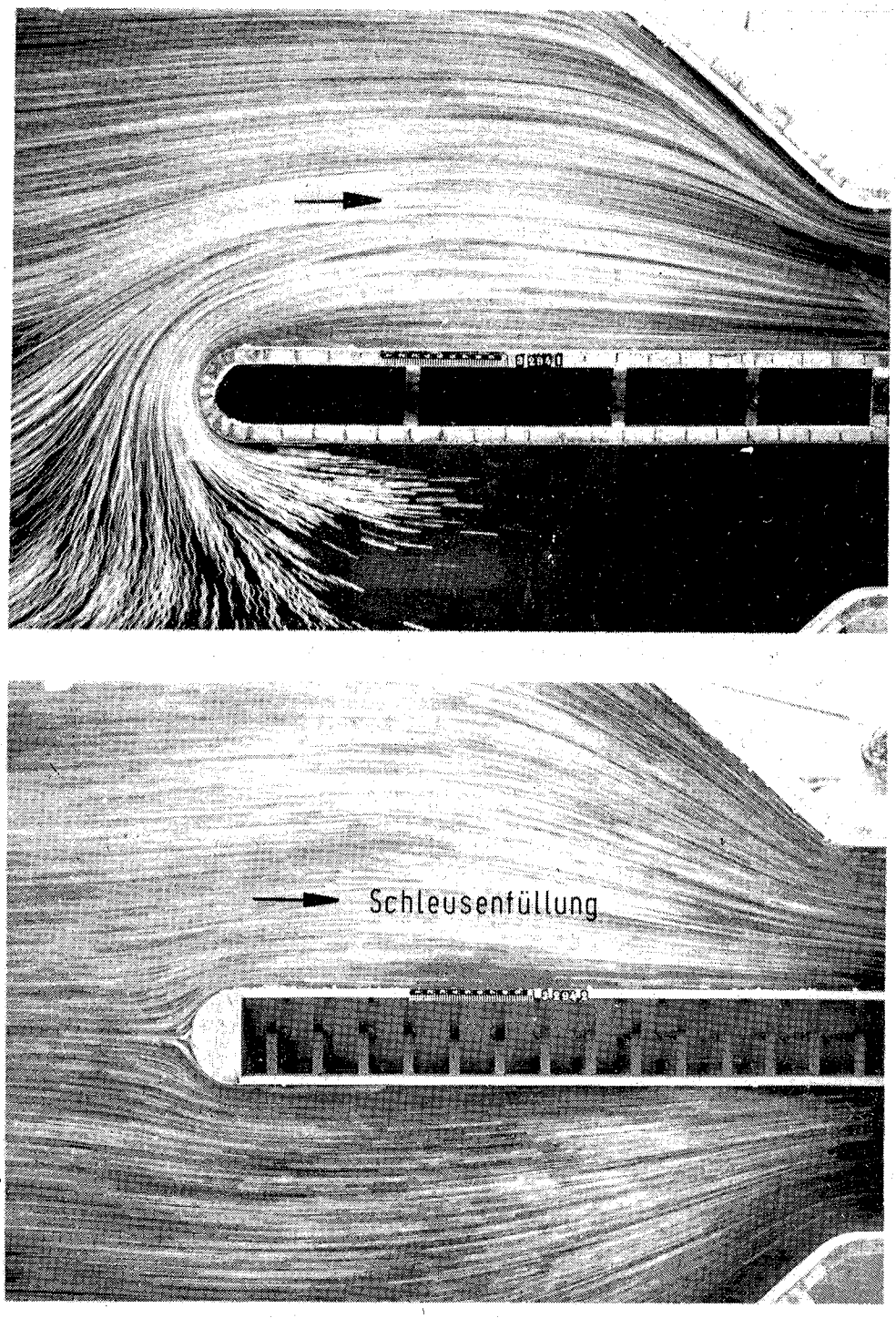


Abb. 20: Trennmole im Unterwasser der Schleuse Iffezheim/Rhein

Für die Verwertung der Wärmeenergie, wenn sie über die größere Zeit des Jahres zur Erhöhung der Wassertemperatur nicht gebraucht wird, könnten Agrothermanlagen für naheliegende landwirtschaftliche Betriebe zwecks Produktionssteigerung eingerichtet werden. Der volkswirtschaftliche Nutzen, der durch die so entstehende „Warmwasserheizung" und das sich daraus ergebende verbesserte Mikroklima muß in diesem Zusammenhang mitbetrachtet werden.

Bis solche Planungen mit thermischem „Systemausbau" in größerem Rahmen durchgeführt werden, können für die Eiseinwirkungen nur die bisher gegebenen Möglichkeiten weiter ausgeschöpft werden, um die Eisbehinderung auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Dabei ist besonders wichtig, daß mit dem Eisaufbruch erst bei Abklingen einer Eisperiode begonnen wird, weil sonst mit Öffnen der wärmehaltenden Eisdecke die Eisbildung eher verstärkt wird. Voraussetzung für einen wirksamen Eisbrechdienst sind daher zuverlässige Langzeitvorhersagen und eine ausreichende Eisbrecherkapazität. Diese kann durch Eispflüge ergänzt werden, die z. B. vor Schubboote gesetzt werden können.

Thema 2

Die Auswirkungen des Fortschritts, der beim Umschlag, Laden und Löschen von Stückgut, Massengut, mit Containern und in Trägerschiffsleichtern (einschließlich gefährlicher Güter) erzielt wurde, auf die Anlage und Ausstattung von Wasserstraßen und Binnenhäfen

Berichterstatter: Dipl.-Ing. A. W. Adler, Leitender Baudirektor, Leiter der Bayer. Landeshafenverwaltung, Regensburg; Dipl.-Ing. H. Schapp, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsamt Duisburg-Meiderich; Dipl.-Ing. W. Strähler, Leitender Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion West, Münster (Westfalen); Dipl.-Ing. G. Zahn, Technischer Leiter des Staatlichen Hafenamtes Mannheim

Inhalt

Seite

1. Zusammenfassung 31
2. Begriffsbestimmung und Abgrenzung des Themas 31
3. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Stückgut 32
   - 3.1 Allgemeine Entwicklung 32
   - 3.2 Auswirkungen auf Wasserstraßen 32
   - 3.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen 33
4. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Massengut 34
   - 4.1 Allgemeine Entwicklung 34
   - 4.2 Auswirkungen auf Wasserstraßen 35
   - 4.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen 36
5. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Containern 37
   - 5.1 Allgmeine Entwicklung 37
   - 5.2 Auswirkungen auf Wasserstraßen 38
   - 5.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen 38
6. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Trägerschiffsleichtern 40
   - 6.1 Allgemeine Entwicklung 40
   - 6.2 Auswirkungen auf Wasserstraßen 41
   - 6.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen 41
7. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen gefährlicher Güter 42
   - 7.1 Allgmeine Entwicklung 42
   - 7.2 Auswirkungen auf Wasserstraßen 43
   - 7.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen 44
8. Schlußbetrachtung 44

1. Zusammenfassung

Das Transportaufkommen der Binnenschiffahrt auf den bundesdeutschen Wasserstraßen und die Umschlagszahlen in den bundesdeutschen Binnenhäfen (öffentliche, kommunale und Werkshäfen) zeigen in langfristiger Beobachtung eine stetige Aufwärtsentwicklung. So erhöhten sich die Beförderungsmengen von 72 Mio t im Jahre 1950 auf 260 Mio t im Jahre 1975. Damit ist bewiesen, daß das Verkehrssystem Binnenschiffahrt — Schiffahrt, Wasserstraßen und Häfen — in hervorragender Weise dazu beiträgt, die Bedürfnisse der Wirtschaft, in Sonderheit der Verkehrswirtschaft mit Massenverkehren, nach günstigen Transporten zu befriedigen. Die für die Bewältigung dieser Leistungen bisher auf bundesdeutschen Wasserstraßen und in Häfen unternommenen Anstrengungen auf technischem und organisatorischem Gebiet sind in Folgendem dargelegt. Dabei wird aufgezeigt, wie die Leistungsfähigkeit der Wasserstraße erhöht werden kann durch die Beseitigung von baulichen Engpässen, durch die Anlage von Koppel- und Liegeplätzen, durch Stauregelung, durch betriebliche Maßnahmen auf seiten der Wasserstraße und durch Verkehrsregelung. Weiterhin wird beschrieben, wie beim Umschlag gefährlicher flüssiger Stoffe im Uferbereich der Wasserstraße durch entsprechende Vorschriften eine weitgehende Sicherheit für den Umschlag und den durchgehenden Verkehr auf der Wasserstraße erreicht wird.

Ferner wird aufgezeigt, wie die Leistungsfähigkeit und Auslastung von Häfen erhöht werden kann durch moderne Umschlags- und Fördertechniken sowie durch die Vorteile des modernen Schiffsbaues, durch zweckmäßige Gestaltung der wasserseitigen und landseitigen Hafenanlagen, durch die Gewinnung neuer Güterarten für den Wasserstraßentransport, wie z. B. schwerste und sperrige Güter, durch Containerverkehr, den roll-on-/roll-off-Verkehr und den Verkehr mit Trägerschiffsleichtern.

Auf Grund der bereits in Häfen und an Wasserstraßen durchgeführten Maßnahmen und der vorgesehenen Planungen darf die Erwartung ausgesprochen werden, daß man damit auch in Zukunft noch größeren technischen und wirtschaftlichen Anforderungen der Verkehrswirtschaft wird entsprechen können.

2. Begriffsbestimmung und Abgrenzung des Themas

Die technische Entwicklung und Ausstattung der Wasserstraßen und Binnenhäfen in der Bundesrepublik Deutschland ist im Zusammenhang mit der Entwicklung der modernen Binnenschiffahrtstechnik und unter Berücksichtigung der gebotenen Rationalisierung und wirtschaftlichen Organisation des Hafenumschlages zu sehen.

Aufgabe des gestellten Themas soll es sein, den technischen Fortschritt beim Umschlag von Gütern darzustellen und seine Auswirkungen auf Wasserstraßen und Binnenhäfen zu beschreiben. Diese Auswirkungen sind z. T. solche unmittelbarer Art, wenn es darum geht, moderne Umschlagstechniken bei der Ausstattung von Binnenhäfen zu berücksichtigen, oder indirekter Art, wenn die modernen Umschlagstechniken besondere Schiffsgefäße erfordern und diese wiederum bei der Dimensionierung von Wasserstraßen berücksichtigt werden. Wirtschaftlichkeit und Wettbewerbsfähigkeit der einzelnen Umschlagsarten im Zusammenhang mit der Ausstattung der Häfen und Wasserstraßen hängen beim Wasserverkehr nicht nur von technischen Anlagen und Einrichtungen ab, sondern auch von anderen Komponenten, so von der verkehrsgünstigen Lage des Hafens, vom Vorhandensein einer tarifgünstigen Verkehrsrelation zwischen den Produktions- und Konsumbereichen, von Neuansiedlungen in den Häfen und von den Auswirkungen tarifpolitischer Maßnahmen der anderen Verkehrsträger.

3. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Stückgut

3.1 *Allgemeine Entwicklung*

Der Stückgutladungsmarkt hat sich im letzten Jahrzehnt immer mehr aufgeteilt auf Transporte mit Paletten, auf Transporte für containerisierbare Stückgüter in international genormten Behältern (hochwertige Sackgüter, Ballengüter und sonstige, vor allem hinsichtlich ihrer Dimension und ihres Gewichts für Containerverladung geeignete Güter) und nicht containerisierbare Stückgüter (besonders hochwertige Güter mit Spezialverpackungen, sehr schwere Güter, sperrige und lange Güter, Spezialtransporte).

Insbesondere die Entwicklung des Container-Verkehrs, vor allem über die Schiene, und die Transporte beachtlicher Stückgutmengen mittels Lkw (Haus-Haus-Verkehr) haben den Anteil des klassischen Stückgutverkehrs auf der Wasserstraße und über Binnenhäfen in den letzen Jahren absinken lassen. Gestiegen sind jedoch im Wasserverkehr und damit über die Häfen die Schwerguttransporte, da gerade für diese Transporte hervorragende Möglichkeiten in verladungs- und verkehrstechnischer und auch wirtschaftlicher Hinsicht geboten sind. In den letzten Jahren hat bei der Fertigung von schweren und sperrigen Industrieerzeugnissen, wie Schiffsmotoren, Reaktorteilen, Turbinen, Generatoren, Crack-Anlagen, Kunststoffmaschinen, Schiffssteven, Behälter und Maschinen aller Art, die Endfertigung im Herstellerwerk immer mehr an Bedeutung gewonnen. Die technische Kompliziertheit derartiger Anlagen verlangt nach qualitativ hochwertiger Verarbeitung und einwandfreier fabrik- und nicht mehr baustellenmäßiger Montage. Damit sind für den Transport derartiger Güter auf Schiene und Straße technische Grenzen gesetzt, wogegen der Transport auf der Wasserstraße und über Häfen gewichts- und transportmäßig günstige Voraussetzungen bietet; denn die Wasserstraße läßt ein wesentlich größeres Lichtraumprofil zu, und die Gewichtsprobleme sind nur von der zulässigen Tauchtiefe und bezüglich der Länge und Breite des zu transportierenden Gutes von Länge und Breite des Ladungsraumes des Schiffskörpers abhängig. Auch bezüglich des Einsatzes von modernen Umschlagsgeräten sind die Binnenhäfen diesem Trend gefolgt. Die heute noch in Seehäfen üblichen Stückgutkrane mit Tragfähigkeiten von 3 t sind in Binnenhäfen kaum mehr im Einsatz. Der Stückgutumschlag wird dort mittels Mehrzweckkrananlagen bzw. mit Container-Kranen oder mit Schwergutkranen durchgeführt. Zu den typischen Stückgütern zählen Maschinenbauteile, Halbfertigprodukte, wie Brückenträger aus Stahl oder Beton, Kabel- und Papierrollen und Schwercoils aller Art. Schwere und gleichzeitig stoßempfindliche Güter werden vielfach mit thyristorgesteuerten Krananlagen mit stufenlos wählbarer Hubgeschwindigkeit umgeschlagen, um ein störungsfreies Absetzen des Gutes zu garantieren. Für Güter mit Gewichten bis zu 250 t Einzelgewicht werden in Binnenhäfen heute auch landgebundene Mobilkrane oder Schwimmkrane zum Einsatz gebracht, und noch größere Gewichte werden in allerdings vorerst nur wenigen Binnenhäfen mit dem roll-on-/roll-off-Verfahren auf Wasserfahrzeuge umgesetzt.

3.2 *Auswirkungen auf Wasserstraßen*

Die klassischen Stückguttransporte werden auf Wasserstraßen mit Motorgüterschiffen, mit Mehrraum- und Einraumschiffen, mit Schubleichtern und Trägerschiffsleichtern durchgeführt. Ein Umschlag von Stückgütern findet außerhalb von Häfen und Ländeanlagen an Wasserstraßen normalerweise nicht statt. Die Auswirkungen des modernen Stückgutumschlags auf Wasserstraßen können daher nur indirekt sein.

Dem Trend zum Transport von gewichts- und raummäßig immer umfangreicher gewordenen Gütern konnten die Wasserstraßen an sich ohne Veränderung ihrer baulichen Anlagen und Einrichtungen folgen. Notwendig und zweckmäßig wurde für viele dieser Transporte dagegen die Erweiterung des organisatorischen Angebotes im Schiffsverkehr, z. B. in der Weise, daß in einzelnen Verkehrsrelationen durch vorübergehende Einführung eines Einbahnverkehrs gegenseitige Beeinträchtigungen der Sondertransporte und des normalen Schiffsverkehrs vermieden

wurden, daß Nachtfahrten genehmigt wurden, um die meist für Stückgüter erforderlichen knappen Transporttermine einhalten zu können, daß weiterhin die Transporte von Gütern mit besonderen Abmessungen zugelassen wurden oder sogar selbstschwimmende Güter mit Zusatzschwimmkörper stabilisiert und mittels Bug- und Heckschlepper befördert wurden. Als weitere Maßnahme kann die Hilfsstellung angesehen werden, wenn durch Lenzen und Fluten von Schiffskörpern Tauchtiefe und Fixpunkthöhe bei den Schleusenpassagen oder bei Brückenunterfahrungen manipuliert werden müssen.

3.3 *Auswirkungen auf Binnenhäfen*

Die technische Ausgestaltung der meisten bundesdeutschen Binnenhäfen wurde der Entwicklung im Schiffsbau sowie den Transportgewichten und den sonstigen für den Umschlag schwerer und sperriger Stückgüter notwendigen Anlagen in den letzten Jahren weitgehend angepaßt. Wenn sich bis heute noch nicht alle Binnenhäfen auf die neuen Transport- und Umschlagstechniken umgestellt haben, so liegt das im wesentlichen an dem hohen Investitionsaufwand, der hierfür notwendig ist.

Für das Abstellen und Verholen z. B. von unbemannten Schubleichtern und modernen Einraummotorgüterschiffen in Pontonform auf Wasserflächen in Binnenhäfen wären vielfach keine technischen Änderungen hinsichtlich der nutzbaren Wasserflächenbreiten und Tauchtiefen notwendig, wohl aber häufig hinsichtlich der Schaffung neuer senkrechter Ufereinfassungen oder hinsichtlich des Umbaus geböschter Ufer in senkrechte oder zumindest in gebrochene Uferformen oder in Ergänzung der geböschten Ufer durch Einbau von Dalbenreihen mit entsprechenden Zusatzeinrichtungen.

Von wesentlicher Bedeutung für die Aufrechterhaltung der Stückguttransporte auf der Wasserstraße, vor allem für den Umschlag immer größerer und schwererer Einzelstücke, ist das Vorhandensein bzw. die Anlage senkrechter Umschlagsufer mit den notwendigen statischen Voraussetzungen hinsichtlich ihrer Belastbarkeit. Das sichere Verheften der Schiffe am Kai und eine möglichst kurze Ausladungslänge der Umschlagsgeräte, um ihre Tragfähigkeit voll nutzen zu können, sind die entscheidenden Gründe für die senkrechte Uferform an den Stückgutkais. Stückgutufer sollen möglichst über zwei Schiffslängen gehen und bautechnisch so dimensioniert sein, daß ein leistungsfähiges Umschlagsgerät dort mit entsprechender Tragfähigkeit zur Aufstellung kommen kann. Dazu soll die Möglichkeit gegeben sein, einen ausreichend großen Zwischenlagerbereich kranmäßig zu bedienen, um bei Schiffsent- oder -beladungen keine Umschlagsunterbrechungen eintreten zu lassen. Das für Lagerzwecke und Straßenfahrzeuge eben ausgebildete und für Schwerlasten befahrbare Hafenplanum müßte „eingepflasterte" Kaigleise besitzen.

Durch die Schaffung von Stichbecken mit 100 m Länge und 12 m Breite sowie einer Auffahrrampe und entsprechende Verheftungseinrichtungen für Schiffe sind in einigen Binnenhäfen, insbesondere in Kanalhäfen wegen ihres konstanten Wasserstandes, mittels Ponton-Schiffen die roll-on-/roll-off-Verladungen seit längerer Zeit möglich. Wesentlich verbessert wurden diese Verladevorgänge und Transporte durch den Einsatz von Roro-Bargen, die eine Länge von 76,50 m und eine Breite von 11,40 m sowie ein maximales Auffahrgewicht von 1250 t einschließlich Fahrzeug besitzen, und bei denen die Ladung nicht mehr als Deckladung eingefahren werden muß, sondern in den Schiffsraum selbst einfahren und die Eintauchtiefe des Schiffes für die Ladehöhe zusätzlich genutzt werden kann. Auf diese Weise können Transporte für Objekte mit außerordentlichen Abmessungen unter Beachtung der Durchfahrtshöhe bei Brücken durchgeführt werden.

In modernen Binnenhäfen oder modernisierten Stückgutumschlaganlagen der Binnenhäfen stehen heute nicht mehr die in Seehäfen vielfach noch üblichen und bereits in Pkt. 3.1 erwähnten 3-t-Stückgutkrane im Einsatz, sondern der Stückgutumschlag wird durch Mehrzweck-E-Krane

mit Wipp- oder Festausleger getätigt; auch Mobilkrane, Verladebrücken mit Drehkranen, Laufkatzen, Auslegerlaufkatzen oder Laufkatzenkrane kommen dafür zum Einsatz. Laufkatzenkrane können vielfach auch auf feste Hallenkranbahnen überfahren. Für die Zwischenlagerung von Stückgütern hat sich die senkrecht zur Kailinie, und hier nicht mehr zwei- oder mehrgeschossig, sondern nur noch ebenerdig, angelegte Lagerhalle besonders bewährt, ebenso die speziell für den Schutz der Güter vor Nässe errichteten Hallen, die das gesamte Schiff und zusätzlich noch einen Teil der Wasserfläche überdachen. Diese modernen, zum Teil mit Regalstapellagern ausgestatteten Lagerhallen garantieren auch nach dem heutigen Stand der Fördertechnik mit Hilfe innerbetrieblicher Transportmittel (Flurfördergeräte, Gabelstapler, Transportbänder, Hallenkrane) trotz manchmal längerer Transportwege (bis zu 100 m) einen beachtlichen wirtschaftlichen Effekt.

Für den Stückgutumschlag wurden von der Hebezeugindustrie moderne Anschlagmittel entwickelt, die bei geringerem Personaleinsatz höhere Umschlagleistungen erzielen lassen, damit die Wirtschaftlichkeit erhöhen und, was sehr wichtig ist, die Unfallsicherheit steigern (automatische Traversen, automatische Coilszangen, Steinglocken, Ballengreifer, Kunststoffgurte, Magnete).

4. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Massengut

4.1 Allgemeine Entwicklung

Die Wasserstraßen und die Binnenschiffahrt werden ihre Stellung als klassische Verkehrsträger für Massengut aller Art immer beibehalten. Abgesehen von konjunkturellen oder saisonellen Schwankungen der Transportmengen wird die Stellung der Binnenschiffahrt als der wichtigste Verfrachter von Mineralöl, Kohle, Erz, Steine und Erden, chemischen Produkten und flüssigen Gütern unangefochten in einem verhältnismäßig weit verzweigten und mit grenzenüberschreitenden Wasserstraßen verbundenen Wasserstraßennetz, wie dies in der Bundesrepublik Deutschland der Fall ist, gelten und sich sowohl hinsichtlich der Transportmengen als auch der Technik weiterentwickeln. Daß die Rohstoffe und Halbfertigprodukte verarbeitenden Industrien sich bisher in Küsten-, aber auch in Binnenhafenbereichen angesiedelt haben und ansiedeln werden, ist eine Tatsache, die auch die künftige Entwicklung des Massengutverkehrs zu und von diesen Standorten über Wasserstraßen bestimmen werden.

Auf deutschen Binnenwasserstraßen wurden

1955	ca. 120 Mio t
1968	ca. 221 Mio t
1970	ca. 240 Mio t
1974	ca. 252 Mio t

Güter transportiert, davon jeweils ca. 50% der Hauptgüterarten: Energiestoffe, Eisen, Stahl und Baustoffe.

Das Transportaufkommen der Binnenschiffahrt zeigt somit in längerfristiger Beobachtung eine stetige Aufwärtsentwicklung. Damit trägt das Verkehrssystem Binnenschiffahrt in hervorragendem Maße dazu bei, die Bedürfnisse der Wirtschaft nach Versorgung, vor allem mit Massengutransporten, zu befriedigen. Dazu kommt, daß die Wahl des tarifgünstigsten Transportweges immer bedeutungsvoller wird und die neuerdings mehr und mehr in den Vordergrund kommende Notwendigkeit einer umweltfreundlichen Transportart gerade den Massengutverkehr für Wasserstraßen und über Binnenhäfen weiterhin steigern hilft. Die Wasserstraßen und Binnenhäfen der Bundesrepublik Deutschland sind leistungsfähig, das Bemühen um weitere technische Verbesserungen bei den Transport- und Umschlagsvorgängen, um die Verkürzung

der Fahrzeiten und die Verminderung der Stillstandszeiten in den Umschlagplätzen sowie die Anpassung der organisatorischen Maßnahmen an die modernen Erfordernisse der verladenden Wirtschaft ist überall deutlich erkennbar.

4.2 Auswirkungen auf Wasserstraßen

Der Umschlag von Massengut findet außerhalb von Ländeanlagen und Häfen an Wasserstraßen kaum statt, daher beziehen sich die folgenden Darlegungen nur auf die indirekten Auswirkungen des Fortschritts beim Transport von Massengut auf die Wasserstraßen.

Die Beschleunigung des Umschlags in den Häfen hat nur dann Sinn, wenn sie durch geeignete Maßnahmen zur Verkürzung der Fahrzeiten auf den Wasserstraßen ergänzt wird.

Um den steigenden Massengutverkehr auf Wasserstraßen zu erleichtern und zu beschleunigen und um ihn noch wirtschaftlicher zu gestalten, zielt man seit längerer Zeit mit einer Reihe von Maßnahmen (Radar, Funk) darauf ab, eine bei Tag und Nacht sowie bei Hoch- und Niederwasser und bei Nebel ungehinderte Fahrt zu ermöglichen. Man bemüht sich um Methoden für die Verkürzung der Schleusungszeiten, um die Abfertigung an den Schleusen rund um die Uhr, um Stauregelungen und konstante Wasserstände. Jedoch sind diesen, der Sicherheit und Beschleunigung des Schiffsumlaufs dienenden Maßnahmen Grenzen gesetzt, die sowohl durch die Natur als auch durch Unwirtschaftlichkeit der baulichen und betrieblichen Einrichtungen gegeben sind.

Einen strengen Linienverkehr für Wasserstraßen einzuführen, wird nur unvollkommen gelingen, da Lade- und Löschfahrpläne in den Häfen durch eine Reihe von Eingriffen, durch die Arbeitszeitordnung, unregelmäßige Arbeitsleistung beim Umschlag und durch Dispositionsschwierigkeiten bei den drei in einem Hafen zusammenwirkenden Verkehrsträgern nicht immer eingehalten werden können. Trotzdem gibt es einen nicht unbedeutenden Linienverkehr in einigen Verkehrsrelationen, und man ist gezwungen, diesen Verkehrsablauf, der sich durch einen hohen Leerraumanteil bei der Rückfahrt auszeichnet, bei der Leistungsbeurteilung vorhandener und der Bemessung geplanter Schleusen in angemessener Weise zu berücksichtigen. Auch wird als Kriterium für die Schleusenleistungsfähigkeit mehr als bisher die zumutbare Wartezeit vor der Schleuse herangezogen. Weiterhin will man durch Verbesserung der Schiffahrtszeichen der Beschleunigung und Sicherheit der Schiffahrt auf Binnenwasserstraßen dienen.

Ein an sich noch fernes Ziel im Wasserstraßenverkehr wird angepeilt mit der Ausarbeitung einer Studie der Technischen Universität Stuttgart zum Thema: „Automatisierung von Schifffahrtsstraßen." Damit soll ein Konzept aufgezeigt werden, mit dessen Hilfe die Verkehrsabwicklung auf Binnenwasserstraßen automatisiert werden kann unter gleichzeitiger Minimalisierung der Schiffsbesatzung, die nur noch überwachende Funktion ausüben sollte. Bei dieser Automatisierung handelt es sich um ein Leitkabelprojekt, wobei über ein Impulskabel Ruderbewegungen gesteuert werden können.

Ähnliche Gedanken werden schon seit vielen Jahren verfolgt, wobei stets das Ziel war, die „Improvisation" und den „Individualismus" auf Wasserstraßen auszuschalten und wie beim Fahrplanverkehr der Eisenbahn alle Vorgänge in ihrer richtigen Reihenfolge und logischen Abhängigkeit weitgehend festzulegen. Die Gebiete der Hydrodynamik, der Regeltechnik und der Informatik sind dabei besonders angesprochen.

Als Vorläufer in dieser Richtung sollen die Überlegungen genannt werden, auf den Kanälen den absoluten Schleppzwang einzuführen unter Einsatz von Elektroschleppern, die an einer Oberleitung hängen. Ein weiterer derartiger Ansatz neuerer Zeit ist das Gedankenmodell, durch verbindliche Festlegung der zwischen zwei benachbarten Schleusen jeweils einzuhaltenden Fahrgeschwindigkeit die Wartezeit vor der Schleuse zu verkürzen und die optimale Ausnutzung der Schleusenkammer zu erreichen. Man glaubt, damit die Gesamtleistungsfähigkeit einer

Wasserstraße mit Schleusenkette steigern und die Fahrzeit des Einzelschiffes verkürzen zu können.

Nicht nur die größere Wirtschaftlichkeit des Transportes, sondern auch das Bestreben nach einer Erleichterung der Lade- und Löscharbeiten führte in den letzten Jahren zu größeren Schiffseinheiten.

In der Bautechnik wird diese Erhöhung der durchschnittlichen Schiffsgröße sowie das Anwachsen der Zahl der Schubeinheiten zum Teil durch neue Ausbaugrundsätze für die Wasserstraßen in der Form berücksichtigt, daß über das Streckenprofil für das Europaschiff (Verhältnis Binnenschiff zu Kanalquerschnitt 1 : 7) hinaus für die Schubschiffahrt größere Kurvenradien oder Verbreiterungen in den Krümmungen und bessere Sichtverhältnisse geschaffen werden müssen, die Höherlegung von Brücken, die Anlage von Koppel- und Liegeplätzen in der Nähe von Häfen und beim Zusammentreffen zweier verschieden gestalteter Wasserstraßen erforderlich werden und vor allem auch größere Schleusen mit 190 m Nutzlänge vorgesehen werden müssen. Mit Rücksicht auf das An- oder Ablegemanöver sollten Liegeplätze für Schubverbände mindestens 220 m lang und 12 m einschiffig bzw. 24 m zweischiffig breit ausgeführt und das Anlegeufer so ausgebildet werden, daß die unbemannten Leichter bei jedem Betriebswasserstand gut und sicher und ohne Auswerfen eines Ankers festgemacht werden können. Auch ist die Größe der Schiffswendeplätze der Länge des jeweils größten Schiffes oder Schubleichters, für das örtlich ein Wendebedarf besteht, anzupassen, damit den Schiffen unnötige Fahrten für Wendemanöver erspart bleiben und Sperrungen des Fahrwassers möglichst während des Wendevorgangs vermieden werden.

Da verständlicherweise in absehbarer Zeit noch nicht allen Ausbauwünschen aus zeitlichen, technischen und finanziellen Gründen Rechnung getragen werden kann, sollte geprüft werden, ob bei Verkehrsregelungen, z. B. bei Einrichtung eines Richtungsverkehrs zu bestimmten Tageszeiten, schon vor Ausbau größere Schiffe oder Schubverbände zugelassen werden können.

4.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen

In Pkt. 3.3 sind die Auswirkungen der Stückguttransporte für die Binnenhäfen dargelegt. Die dort geschilderten Verbesserungen und Ergänzungen, die sich vor allem beziehen auf Neubauten von senkrechten Ufereinfassungen, auf Umbau geböschter Ufer in senkrechte oder gebrochene Uferformen oder auf den Einbau von Dalbenreihen an vorhandenen geböschten Umschlagsufern sowie auf die Schaffung von Koppel- und Liegeplätzen mit senkrechter Uferausbildung, ausreichenden Verheftungsanlagen, Treppen, Steigeleitern und Beleuchtungseinrichtungen, sind bei dem wesentlich umfangreicheren Verkehr mit Massengut in den Binnenhäfen in noch vermehrtem Umfang erforderlich. Durch die Einführung der Nachtfahrt auf Wasserstraßen ergibt sich für die Häfen auch die Notwendigkeit, Nachtumschlag zu betreiben. Hierfür sind technische und betriebliche Ergänzungen vorzunehmen, wie Ausleuchtungen, Schaffung großer Lagerflächen und Mehrschichtbetrieb. Diese Forderungen sind selbstverständlich auch für Stückgutumschlagbereiche von Wichtigkeit.

Die unbemannten Schiffseinheiten (Schubeinheiten, Trägerschiffsleichter), der Zwang zur Verminderung der Aufenthaltsdauer der Schiffe in den Häfen, die Forderung nach Erhöhung der Arbeitsgeschwindigkeit beim Umschlag fordern den Hafenverwaltungen hohe finanzielle Einsätze ab, und zwar nicht nur für die reinen Massengutumschlagsufer selbst, sondern auch für die bereits erwähnten, günstig zur Hafeneinfahrt gelegenen Koppel- und Schiffsliegeplätze, deren Abmessungen bestimmt werden durch die örtlichen Gegebenheiten und die Anzahl der zu erwartenden Schiffseinheiten sowie durch eine Reihe von modernen Umschlagsgeräten, Zwischenlagerplätzen und sonstigen Landeinrichtungen. Es soll in diesem Zusammenhang nicht unerwähnt bleiben, daß die Pontonform, vor allem der Schubeinheiten, vielfach zu großen Schäden an Spundwandufereinfassungen und auch an Dalbenreihen führt, und dies in einem

Maße, daß der Bundesverband öffentlicher Binnenhäfen in der Bundesrepublik Deutschland sich an den Bundesverband der Deutschen Binnenschiffahrt mit einer Dokumentation gewandt hat, die Schiffswerften zu veranlassen, künftig bei Schiffsum- und -neubauten von der eckigen Form abzugehen und wieder für das Anlegen günstigere Bug- und Heckformen zu entwickeln.

Neben dem großen Bemühen der Häfen, möglichst lange Uferstrecken mit senkrechten Einfassungen auszubilden, haben die Binnenhäfen an Leistungsfähigkeit vor allem gewonnen durch den Einsatz moderner Portalkrane mit Einfachlenker oder Wippkranen, durch Errichtung von Verladebrücken mit Drehkranen oder Laufkatzen, durch Einsatz von Känguruh-Kranen und Uferentladern sowie anderer Spezialumschlaganlagen. In Ergänzung zu diesen unmittelbar am Kai eingesetzten und verfahrbaren Krananlagen werden auch Koppelungen mit Trichter- und Flurförderbändern, mit Flurförderketten, Planierraupen und Frontlader verwendet. Vor allem in Kombination mit Flurfördermitteln kann die Leistungsfähigkeit der reinen Umschlaganlagen erheblich gesteigert werden und vielfach die Leistungen der früheren Krane, die auf Verladebrücken große Freilagerflächen bedient haben, übertroffen werden. Der Einsatz durch elektronisch gesteuerte Förderband- und Abwurfsysteme im Zusammenwirken mit einer parallel zum Umschlagsufer verlaufenden Unterflurschüttgosse gestattet bei einer Massengutanfuhr auf Selbstentladebahnwagen die Verladung von Land in Schiff ohne Zwischenschaltung eines Kranes mit Leistungen bis zu 6500 t arbeitstägig, vor allem dann, wenn die Anlage automatisiert und programmgesteuert ist.

Die technische Weiterentwicklung der Greiferkonstruktionen (Breitschalenstangengreifer, Trimmgreifer, Polypgreifer) hat ebenfalls erheblich leistungssteigernd gewirkt. Der Umschlag stark Staub entwickelnder Güter, wie z. B. Zement, wird heute vor allem wegen der Forderung des Umweltschutzes mit Pumpschiffen über Landtrichter mit Spezialabsauganlagen durchgeführt. Mit einer verhältnismäßig einfachen Art der Massengutverladung aus geschlossenen Selbstentladewaggons über Förderbänder ins Schiff können bei entsprechender Gutart bis zu 100% mehr Leistung pro Stunde gegenüber dem Greiferumschlag aus offenen Waggons erzielt werden.

Der Massengutumschlag in den Binnenhäfen hatte schon immer eine gewisse Zwischenlagerfläche an Land notwendig, da ein kontinuierlicher Umschlag von Schiff auf Landverkehrsträger praktisch nicht voll zu verwirklichen geht. Um Verunreinigungen des Lagergutes zu vermeiden und eine ordnungsgemäße Entwässerung der Lagerflächen zu erreichen, werden heute die Lagerplätze mit tragfähigen Dauerbelägen befestigt und vielfach Stahlbetontrennwände zur Unterteilung der Güterart und zum Zwecke der Erzielung größerer Schütthöhen aufgestellt.

5. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Containern

5.1 Allgemeine Entwicklung

Die rasche Entwicklung des Transportes von Gütern mittels Container in der Seeschiffahrt, auf der Schiene und Straße hat selbstverständlich auch die Binnenschiffahrt veranlaßt, sich mit Container-Transporten zu befassen. Die vorhandenen Binnenschiffe haben sich rein technisch dafür als geeignet erwiesen, jedoch hat der Container-Verkehr mittels Binnenschiff bis heute für Verkehrsnutzer und Verkehrsanbieter gleichermaßen Probleme aufgeworfen, deren Lösung in der Vergangenheit mit mehr oder weniger großem Aufwand und unter Anwendung verschiedener Methoden versucht wurde. Die Ergebnisse müssen als unterschiedlich bezeichnet werden.

Die Tatsache des gegenüber Straße und Bahn langsameren Umlaufes der Container mittels Binnenschiff und die Unpaarigkeit des containerisierbaren Ladungsaufkommens, die häufig eine Vielzahl von Leertransporten von Containern verursacht, hat zu der bis heute nicht sehr hohen Bedeutung des Container-Verkehrs innerhalb der Binnenschiffahrt geführt, wenngleich nicht verkannt werden darf, daß in einigen Binnenhäfen am Rhein dem Container-Verkehr eine

wirtschaftlich begründete Chance zugesprochen wird, und zwar vor allem dann, wenn die Umlaufgeschwindigkeit der Schiffe erhöht werden kann und die Schadensfreiheit der damit transportierten Güter die Forderung an die ökonomische Qualität der Container-Transporte weitgehend und in der Zukunft noch mehr erfüllt. Der Container-Transport mittels Binnenschiff wird vor allem in der Belieferung europäischer Küstenländer, z. B. England, durch die Tatsache an Bedeutung gewinnen, daß bei Rhein-See-Schiffen bis zum Zielhafen überhaupt kein Umschlag erforderlich ist.

Da der Containerisierungsgrad des weltweiten Frachttransportes von Experten als steigend angesehen wird, ist auch mit einer gewissen Steigerung der Container-Transporte mittels Binnenschiffen zu rechnen. Die deutschen Rhein-Häfen haben zunächst nur eine geringe Zunahme des bisher 3%igen Container-Anteils am gesamten Frachtaufkommen zu verzeichnen, da die Binnenverkehrsträger Bahn und Straße für diese Art der Transporte die größere und leistungsfähigere Konkurrenz darstellen. Mehrere Binnenschiffahrts-Reedereien sind jedoch bemüht, auf der Basis gegenseitiger Transportverpflichtungen eine regelmäßige Verbindung (zwei- bis dreimal wöchentlich) zwischen Seehäfen und einigen Häfen am Rhein herzustellen. Container-Terminals mit Spezialgeräten und ausreichenden Lagerflächen haben sich entlang des Rheinstromes in mehreren Häfen bereits entwickelt, die jeweils eine angemessene Entfernung untereinander haben und über das erforderliche Einzugsgebiet für Container-Transporte verfügen.

5.2 *Auswirkungen auf Wasserstraßen*

Container können sowohl mit Motorgüterschiffen (Ein- oder Mehrraumschiffe) als auch mit Schubleichtern befördert werden; es hat daher der Einsatz dieser Behälter keine unmittelbaren Auswirkungen auf die technischen oder organisatorischen Einrichtungen an Wasserstraßen. Lediglich ist die Binnenschiffahrt mehr noch als bei anderen Transporten auf die Notwendigkeit exakter Einhaltung eines für Container-Transporte wirtschaftlich zumutbaren Fahrplanes angewiesen, um die teueren Vorhaltekosten der Container zu vermindern.

5.3 *Auswirkungen auf Binnenhäfen*

Bei der Wahl des Standortes für ein Container-Terminal innerhalb eines Binnenhafens müßten folgende wesentliche Forderungen erfüllt sein:

a) senkrechte Ufereinfassung mit ausreichenden Schiffsverheftungseinrichtungen,

b) ein Hafenbeckenteil, in dem ruhiges Wasser garantiert ist,

c) eine Umschlagsanlage mit einer Tragfähigkeit von 35 t,

d) ausreichend große Freilagerflächen zur Zwischenlagerung,

e) Anschlußmöglichkeit im Bereich des Container-Umschlaggerätes an Gleise und an weiterführende Straßen.

Die Forderung nach senkrechten Ufereinfassungen ergibt sich aus der Notwendigkeit, daß Container-Schiffe einwandfrei liegen und festmachen können und es dem Lademeister, der dem Kranführer Umschlaganweisungen zu erteilen hat, möglich ist, den Laderaum des Schiffes vollständig einzusehen. Außerdem kann damit die Ausladung des Container-Umschlaggerätes gering (11 m über Wasser) gehalten werden und der Umschlag zügig erfolgen. Von einem Container-Umschlag von Schiff auf Schiff braucht nicht ausgegangen zu werden, daher ist eine Kranreichweite über zwei Schiffsbreiten hinweg nicht vorzusehen.

Wegen der Bedeutung einer schnellen Schiffsabfertigung für Container-Transporte sowie wegen der Notwendigkeit einer guten An- und Abfahrtssituation für das Schiff sollte der Container-Terminal weder direkt in einer Hafenzufahrt noch in einer Engstelle eines Hafenbek-

kens angelegt werden, sondern in einem möglichst nahe der Hafenzufahrt gelegenen ruhigen Hafenbeckenbereich.

In den Seehäfen führen die Container-Krane nur das Laden und Löschen der Schiffe durch. Der Zwischentransport am Stapelplatz, das Verteilen, Sortieren und Stapeln erfolgt durch eigene Flurfördergeräte. Da in einem Binnenhafen auch in Zukunft nur selten mit kontinuierlichen Container-Umschlagsvorgängen gerechnet werden kann, so wird neben der Beschaffung eines Container-Kranes der Einsatz einer oder mehrerer teuerer und unterhaltungsaufwendiger Flurfördergeräte sowie das Vorhalten der hierzu notwendigen Bedienungsmannschaften nicht für wirtschaftlich gehalten. Es ist in den Binnenhäfen üblich, daß das Umschlaggerät auch gleichzeitig Zwischentransport und Stapelung der Behälter auf dem Lagerplatz sowie das Beladen von Straßenfahrzeugen und Waggons mit Containern vornimmt. Damit ist die nutzbare Tragkraft dieses Container-Umschlaggerätes so zu bemessen, daß vollbeladene 40 ft-Container umgesetzt werden können; das entspricht einer Tragkraft von ca. 32 — 35 t. Die Traverse zum Aufnehmen der Container sollte automatisch von 10 auf 40 ft verstellbar sein, und das Portal der Container-Laufkatze oder des Container-Kranes sollte so hoch gebaut sein, daß 3 Container aufeinander gestapelt werden können. Zur rationellen Ausnützung einer Container-Umschlaganlage wird eine Funkverständigung zwischen dem Kranführer, dem Lademeister und dem Disponenten empfohlen.

Für die Größe der nutzbaren Stapel- und Manipulationsfläche für Container an Land ist als Mindestgeländetiefe und -länge, die vom Umschlaggerät bedient werden kann, ein Platz erforderlich, der zwei Schiffsladungen Container (3-fach übereinander) aufzunehmen imstande ist, wobei die Länge des Container-Platzes zwei Schiffslängen entsprechen muß; dazu noch der Bereich für mindestens zwei „eingepflasterte" Eisenbahngleise, um das Verladen auf Waggon und Straßenfahrzeuge mit dem Container-Umschlaggerät zu ermöglichen. Da aus wirtschaftlichen Gründen in Binnenhäfen, wie schon erwähnt, vom Container-Kran sowohl das Be- und Entladen als auch das Stapeln durchgeführt wird und kein Einsatz von Flurfördergeräten vorgesehen ist, können die Container dicht an dicht gestapelt werden. Der Einsatz von Mobilkranen für Container-Umschlag ist in Binnenhäfen, abgesehen von Sonderfällen, nicht üblich. Nicht empfohlen wird der Einsatz von zwei Kranen im Twinbetrieb wegen des dabei möglicherweise entstehenden Schrägzuges und der damit gefahrvollen Überlastung der Krane.

In Terminals mit größeren Container-Bewegungen wird es für zweckmäßig gehalten, einen Reparaturplatz für Container einzurichten. Durch ein derartiges Service-Center werden Transporte zur und von einer weiter abgelegenen Reparaturwerkstätte vermieden.

Würde das Umschlagaufkommen mit Containern in einem deutschen Binnenhafen so stark anwachsen, daß zusätzlich zum Umschlaggerät noch ein Flurfördergerät zum Einsatz kommen müßte, so wären die Container im Kranbereich so zu stapeln, daß die Fahrtrichtung der Stapler senkrecht zur Fahrtrichtung des Kranes verläuft. Zwischen den Container-Stapeln müßten dann Fahrstraßen für das Flurfördergerät freigehalten werden. Damit würde eine Minderung der vorhandenen Lagerkapazität eintreten, und es wäre die Notwendigkeit gegeben, den Container-Lagerplatz sowohl in seiner Länge als auch Tiefe zu erweitern.

Auf den Kaiflächen, die dem Container-Umschlag dienen, treten Verkehrsbelastungen besonderer Art auf. Das Absetzen von Containern bringt Punktlasten und Reibungsbeanspruchungen (Container-Ecken, Stützbeine der Chassis), denen nur beste Beläge auf die Dauer standhalten. Der für rollenden Verkehr durchaus geeignete Schwarzdeckenbau kommt daher für solche Verwendungszwecke nicht in Frage. Bewährt haben sich dagegen Stahlbetongroßflächenplatten mit Kantenlängen von 2,0 x 2,0 m. Diese Abmessungen sind insofern günstig, weil ihr Gewicht für Gabelstapler gerade noch verlegefähig ist. Mit diesen Plattenbefestigungen können evtl. auch spätere Setzungen behoben werden. Diese Befestigungsarten gestatten auch eine einwandfreie Entwässerung des Container-Lagerplatzes.

In einigen Binnenhäfen der Bundesrepublik Deutschland werden Behelfsplätze für den Umschlag von Containern eingerichtet. Der Umschlag erfolgt hier mittels vorhandener Krananlagen und Traversen. Derartige Behelfslösungen sind jedoch nur für die Zwischenlagerung von etwa 50 Containern wirtschaftlich und hafenbetrieblich sinnvoll. Bei Anfall einer größeren Anzahl von Containern dagegen empfiehlt sich die Anlage eines Terminals mit eigenem Umschlaggerät.

6. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen von Trägerschiffsleichtern

6.1 Allgemeine Entwicklung

Das Trägerschiffsleichter-System ist im Bereich des wassergebundenen Transportwesens eine neue Variante. Das System besteht aus einem Mutterschiff und den Leichtern, die im Seehafen zu Wasser gelassen werden, dort ent- oder beladen werden oder in Schubverbänden über die Binnenwasserstraßen ins Landesinnere verbracht werden. Damit ist es möglich, den Empfänger von Überseegütern im Binnenland direkt zu bedienen, d. h. ohne den bisher notwendigen Umschlag im Seehafen.

Zur Zeit sind im Wassertransportverkehr 3 Typen Trägerschiffsleichter im Einsatz:

a) Seabee-Leichter mit den Abmessungen: 29,72 x 10,67 x 5,18 m, 3,25 m Tauchtiefe und 850 t Tragfähigkeit

b) Lash-Leichter mit den Abmessungen: 18,75 x 9,50 x 3,96 m, 2,70 m Tiefgang und 400 t Tragfähigkeit

c) Bacat-Leichter mit den Abmessungen: 16,82 x 4,67 x 3,30 m, 2,45 m Tauchtiefe und 150 t Tragfähigkeit.

Trotz Schaffung der technischen und organisatorischen Voraussetzungen in den Häfen und auf den Wasserstraßen, auf die im folgenden noch eingegangen wird, sind jedoch alle 3 genannten Arten von Trägerschiffsleichtern bis heute noch nicht voll in den bisherigen Schiffahrtsbetrieben auf bundesdeutschen Wasserstraßen integriert. Der Grund hierfür liegt darin, daß Trägerschiffsleichter vielfach schon in den Seehäfen be- bzw. entladen werden und die Güter auf Bahn, Waggon oder Lkw übergehen bzw. von diesen in Leichter in den Seehäfen übernommen werden. Dies gilt vor allen Dingen für Güterpartien, die z. B. erst auf Lagerplätzen in Seehäfen gestapelt und komplettiert werden müssen, bis sie zur Beladung ins Seeschiff verbracht werden können. Dazu kommt, daß es entschieden schwieriger als bei anderen Binnenschiffen ist, für Trägerschiffsleichter Rückladung im jeweiligen Einzugsbereich zu finden, weil die seegängigen Trägerschiffe nur wenige festgelegte Zielgebiete ansteuern. Weiterhin bereitet das Verholen und Vertäuen bei veränderten Tauchtiefen, das Setzen der Beleuchtung bei unbemannten Leichtern in Binnenhäfen gewisse Schwierigkeiten, und es besteht daher bei den Umschlagsunternehmen immer noch die Neigung, eher der traditionellen Schiffahrt den Vorrang zu geben. Eine wesentliche Zunahme dieser Fahrzeuge in Binnenhäfen zeichnet sich z. Z. nicht ab. Man rechnet damit, daß in weiterer Zukunft die Trägerschiffsleichter einen Verkehrsanteil von höchstens 2% des Binnenschiffsverkehrs erreichen werden, da sich dieser Transport in der Hauptsache nur für witterungsempfindliche Güter als vorteilhaft erweist.

Der große Vorteil dieses Transportes wäre jedoch der, daß das Ladungsgut beim kombinierten Binnenwasserstraßen-Seeverkehr im Seehafen nicht mehr manipuliert zu werden braucht. Es würde damit nicht nur Zeit gespart, sondern auch Kosten und mögliche Beschädigungen vermieden, die beim Umschlag von Binnenschiffen auf das Seeschiff oder bei der Zwischenlagerung im Seehafen nicht ganz auszuschließen sind. Mit dem Trägerschiffsleichter-Verkehr und vor allem den zusätzlichen Einrichtungen in den Binnenhäfen könnten gewisse Standortnachteile für Betriebe, die an Binnenwasserstraßen liegen, den Betrieben gegenüber, die Seehafenanschluß haben, ausgeglichen werden. Die bisher mit Trägerschiffsleichtern auf Binnenwasserstraßen

durchgeführten Transporte lassen jedoch ein endgültiges Urteil darüber noch nicht zu, ob eines Tages dieser Verkehr für alle jene Güter, die mit Mutterschiffen und Trägerschiffsleichtern von Übersee kommen oder nach Übersee gehen, als vorteilhaft genutzt werden wird.

6.2 *Auswirkungen auf Wasserstraßen*

Die Trägerschiffsleichter werden für den Transport auf Binnenwasserstraßen zu Schubverbänden zusammengestellt. Die Ausbaugrundsätze der Wasserstraße für Schubverbände genügen daher auch für Verbände aus Trägerschiffsleichtern. Von Wichtigkeit ist die Abstimmung der Tauchtiefen der 3 Trägerschiffsleichter-Typen bei voller Beladung mit dem Tiefgang der befahrenen Wasserstraße. Da das Nachstauen oder Leichtern vor dem oder im Anschluß an den Seetransport unter allen Umständen vermieden werden sollte, ist gerade für diese Transporte eine ganzjährige, gleichmäßige und ausreichende Fahrwassertiefe der Wasserstraße besonders wesentlich.

6.3 *Auswirkungen auf Binnenhäfen*

Um den Verkehr mit Trägerschiffsleichtern über die Binnenhäfen abzuwickeln, sind dort folgende technische Einrichtungen Voraussetzung:

a) eine unbedingt senkrechte Ufereinfassung für das Anlegen der Leichter beim Umschlag
b) ein Warte- und Koppelplatz, an dem die Schubeinheiten aufgelöst und wieder zusammengestellt werden können
c) Festmacheeinrichtungen am Umschlag- und Warteplatz, die so beschaffen sind, daß die Leichter möglichst selbständig den wechselnden Wasserständen folgen können
d) Vorhandensein eines Bugsierdienstes
e) Möglichkeit der Überwachung der unbemannten Leichter
f) ausreichende tragfähige Umschlagsanlagen.

In den meisten Binnenhäfen sind diese Voraussetzungen gegeben oder können geschaffen werden. An geböschten Ufern ist der ungehinderte Umschlag in und aus Trägerschiffsleichtern nicht gewährleistet, auch nicht an Ufern mit Dalben. Hier müßten die Dalben so eng gestellt werden, daß für die verhältnismäßig kurzen Schiffsgefäße das sichere Anlegen gewährleistet wäre. Das würde aber wiederum für den Kranbetrieb hinderlich und gefahrengeneigt sein. Um während des Be- und Entladens der Leichter die Festmachetrossen oder Haltetaue entsprechend dem sich ändernden Tiefgang der Leichter fieren zu können, sind z. Z. Spezialhaltestangen im Versuch, durch die sich das Ändern der Trossenlage bei Wasserstandswechsel automatisch ergeben soll.

Damit die Schiffahrt und die Umschlagsbetriebe jedoch von Trägerschiffsleichtern nicht über Gebühr behindert und die Umschlagsfirmen von der Wartung dieser Schiffe so schnell wie möglich entlastet werden, ist das Einrichten eines Sammelplatzes und das sofortige Verholen nach dem Umschlag dorthin von besonderer Wichtigkeit. Das Vorhandensein eines ständigen Bugsierdienstes im Hafen ist, wie schon erwähnt, hierzu erforderlich. Daß der Umschlag aus und in Trägerschiffsleichter grundsätzlich in Hafenbecken erfolgen soll, ergibt sich aus der notwendigen ruhigen Lage des unbemannten Schiffes. Auf den Sammel- oder Liegeplätzen der Trägerschiffsleichter, die möglichst im Bereich der Hafeneinfahrt angelegt werden sollen, ist darauf zu achten, daß diese nur in einer, höchstens in zwei Breiten vorgelegt werden, da das Herausholen einzelner Leichter und die damit verbundenen Vertäuungsarbeiten sehr umständlich und zeitaufwendig sein können. Wenn auch die Tragfähigkeit und Raumgröße der Trägerschiffsleichter bei Lash und Bacat im Vergleich zu den großen übersichtlichen Schiffsräumen der Schubleichter und Einraumschiffe klein sind, bereitet der Umschlagbetrieb für diese Schiffsgefäße im allgemeinen keine Schwierigkeiten. Einen Nachteil der Konstruktion der Lash-Leichter, die an sich für Stückgut gebaut sind, bilden bei Transporten von Massengut die

vorne und hinten befindlichen, je 2 m breiten Herften. Das darunter liegende Gut muß, wenn nicht Spezialgreifer verwendet werden, von Hand in den Greiferbereich geschaufelt werden, weil die normalen Greifer wegen ihrer Bauhöhe nicht unter diesen Bereich der Herfte gelangen können. Dieser Mangel besteht allerdings bei den Seabee-Leichtern nicht.

In Häfen, in denen die erforderliche Wassertiefe für voll abgeladene Trägerschiffsleichter nicht immer gewährleistet werden kann, sollte wenigstens für den Sammel- oder Liegeplatz dieser Leichter eine entsprechende Übertiefe geschaffen werden, damit bei niedrigem Wasserstand und voller Abladung die Leichter dort hinterstellt werden lönnen.

Da die Lukendeckel der Lash-Leichter fast immer vollständig beim Umschlag abgenommen werden müssen, ist ein gewisser Raum im Kranbereich an Land für die Lade- und Löschzeit zur Zwischenlagerung dieser Deckel zur Verfügung zu halten. Der Umschlagplatz erfordert sowohl beim Umschlag von Stück- und auch Massengut in und aus Trägerschiffsleichtern Gleis- und Straßenanschluß ebenso auch Zwischenlagerflächen, da die Leichter meist in einem bestimmten Umlaufplan in Abstimmung mit den Seeschiffsabfahrten disponiert werden und die Landverkehrsmittel nicht immer gleichzeitig und in der erforderlichen Anzahl zur Verfügung stehen.

Die modernen Massengutkrane in Binnenhäfen haben heute im allgemeinen eine Tragfähigkeit von 8 t und bei verkürzter Ausladung häufig 12 t. Damit können auch die größeren Bündelungen, wie sie bei dem internationalen Transportverkehr mit Trägerschiffsleichtern in Frage kommen, ohne Schwierigkeiten umgeschlagen werden.

Der schon erwähnte Sammelplatz innerhalb des Hafens für Trägerschiffsleichter soll auch geeignet sein, das Koppeln des ganzen Transportverbandes zu ermöglichen, damit nicht nur durch erneutes Verholen der Leichter mittels Hafenbugsierboot zusätzlich Zeitaufwand und Kosten entstehen. Als Notbehelf können in Häfen mit stark wechselndem Wasserstand bei geringem Vorkommen der Trägerschiffsleichter stillgelegte Kähne oder sonstige Wasserfahrzeuge dienen, an die die Leichter seitlich gekoppelt werden können. Das ständige Vorhalten von Anlegepontons für Leichter erfordert allerdings verhältnismäßig viel Wasserfläche, und auch die Schadensanfälligkeit der Pontons und ihre Wartung dürften nicht gering anzusetzen sein. Wesentlich besser ist es jedoch, die Sammel- und Liegeplätze für Leichter mit senkrechten Ufereinfassungen auszustatten, wie es für den Umschlagplatz selbst als unausweichlich anzusehen ist.

Da sich die Trägerschiffsleichter-Transporte besonders für den Transport witterungsempfindlicher Güter eignen, ist es zweckmäßig und schon in einer Reihe von Binnenhäfen praktiziert, daß die Be- oder Entladung im Hafen im Schutz vor Regen und Nässe geschieht und zwar durch die Anlage einer rechtwinklig zur Kailinie angeordneten Halle mit Überdachung des Schiffsliegeplatzes. Für diese technische Einrichtung gibt es bereits mehrere ausgezeichnete Beispiele mit frei über die Wasserfläche auskragendem Dach oder mit einem Hallendach, das auf Pfeiler, die im Wasser stehen oder sogar auf einer eigenen Mole, abgestützt ist. Diese Pfeiler müssen gegen Schiffstöße entsprechend geschützt sein. Die Stirnseite solcher Hallen ist so tief wie möglich verschalt, die Schiffsein- und -ausfahrt bekommt nur die nötigste Minimalabmessung, um auch von diesen Seiten einen weitgehenden Schutz gegen Schlagregen zu garantieren. Derartige Lagerhallen stehen nicht nur zum kurzzeitigen Zwischenlagern von Gütern zur Verfügung, sondern ersetzen vielfach die herkömmlichen werkseitigen Lager. Die Erzeugnisse gehen aus der Produktion direkt in derartige hafenseitige Lagerhallen.

7. Fortschritte beim Umschlag, Laden und Löschen gefährlicher Güter

7.1 Allgemeine Entwicklung

Die Transporte gefährlicher Stoffe auf Wasserstraßen und die damit verbundenen Lade- und Löschvorgänge in Binnenhäfen zeigen von Jahr zu Jahr steigende Tendenz.

Schon seit 1972 gilt in der Bundesrepublik – mit Ausnahme auf der Donau – die im Rahmen der Wirtschaftskommission für Europa erarbeitete und für die Rheinschiffahrt von der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt weiterentwickelte Verordnung über die Beförderung gefährlicher Güter (ADNR; ADN = Accord européen relatif au transport international des marchandises dangereuses par voie navigable, R = Rhein). Neben diesen auf internationaler Vereinbarung beruhenden Vorschriften sind im Hinblick auf den Umschlag in den See- und Binnenhäfen die Empfehlungen über gefährliche Güter des IMCO-Code von der zwischenstaatlichen beratenden Seeschiffahrtsorganisation und die entsprechenden internationalen Regelwerke für den Schienenverkehr (RID) und den Straßenverkehr (ADR) zu beachten.

Die Beförderung gefährlicher Güter wird auf Binnenwasserstraßen durchgeführt in Tankschiffen, in Tankschubleichtern und auch in Spezial-Containern, die vor allem Haus-Haus-Transporte durchführen (durchgehende Haftung). Trägerschiffsleichter werden bisher noch nicht zum Transport gefährlicher Flüssigkeiten verwendet. Dies dürfte möglicherweise daran liegen, daß im Anwendungsfalle zusätzliche Behälter verwendet und in z. B. Lash-Leichter eingesetzt werden. Dies würde dann im Gegensatz zur Tankschiffahrt ein doppelwandiges Transportgefäß sein. Die Anzahl der Tankschiffleichter hat in den letzten Jahren auf Binnenwasserstraßen im Gegensatz zu den Motortankschiffen nicht zugenommen. Der Grund hierfür könnte darin gesehen werden, daß bei gefährlichen Flüssigkeiten doch stets ein Mann an Bord sein muß, und damit die für den Schubverkehr charakteristische Personaleinsparung im Falle des Transportes nicht voll zum Tragen kommt. Eine gewisse Zunahme der Tankschubleichter ist lediglich in einzelnen Relationen – immer gleiche Fahrrouten zu bestimmten Werken – festzustellen. Bei diesen Werktransporten bleibt der Tankschubleichter meist ständig in Verbindung mit dem schiebenden Selbstfahrer.

Insgesamt darf angenommen werden, daß die Transportmengen an flüssigen Stoffen auf Binnenwasserstraßen und in Häfen in den nächsten Jahren noch wesentlich zunehmen werden.

Für die bundesdeutschen Wasserstraßen und Binnenhäfen wurden im Juli 1975 „Richtlinien für die Anforderungen an Anlagen zum Umschlag gefährlicher flüssiger Stoffe im Bereich von Wasserstraßen" erlassen. Diese Richtlinien sind anzuwenden für Anforderungen an Anlagen zum Umschlag gefährdender flüssiger Stoffe im Bereich von Wasserstraßen und Häfen, für die die Wasserstraßenverwaltung des Bundes bzw. die zuständigen Landesbehörden eine Genehmigung zu erteilen hatten. Genehmigungen für derartige Anlagen dürfen erteilt werden unter Bedingungen und Auflagen, die diesen Richtlinien entsprechen und die eine Beeinträchtigung des für die Schiffahrt erforderlichen Zustandes der Bundeswasserstraße und des Hafenbetriebes oder der Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs verhütet oder ausgleicht.

7.2 *Auswirkungen auf Wasserstraßen*

Die in Pkt. 7.1 erwähnten „Richtlinien" besagen, daß der Umschlag gefährlicher flüssiger Stoffe im Uferbereich von Wasserstraßen, d. h. in Parallelhäfen, vermieden werden soll. Er darf nur dann zugelassen werden, wenn ausreichende, von der zuständigen Obersten Behörde anerkannte Systeme von Sicherheits- und Schutzvorkehrungen (z. B. System UNE 101) getroffen werden und die Sicherheit und Leichtigkeit des Verkehrs gewährleistet ist. Dabei sind vor allem zu berücksichtigen: Handelt es sich um einen Belade- oder Löschbetrieb, wie groß ist die Menge der umzuschlagenden Stoffe, welche Häufigkeit des Umschlags wird sich ergeben, welche Strömungsverhältnisse und Verkehrsdichte bestehen auf der Wasserstraße und welche Bedeutung hat der Verkehr auf der Wasserstraße, ist auf bestehende Wasserversorgungsanlagen oder sonstige öffentliche Belange Rücksicht zu nehmen. Beim Umschlag gefährlicher Stoffe an Wasserstraßen sind eigene Liegeplätze für Tankschiffe zu schaffen und zu kennzeichnen, und das Löschen sollte möglichst im Saugbetrieb vom Land aus stattfinden. Bewegliche Umschlagleitungen müssen so konstruiert und installiert sein, daß sie während des Umschlags allen Bewegungen des ordnungsgemäß vertäuten Schiffes frei folgen können, die Saugschläuche müssen ausreichend bewehrt sein, bewegliche Rohrleitungen einschließlich der Gelenke und Kupplungen

müssen dem 1,3fachen Nenndruck standhalten, und die Anschlußleitungen müssen ein Schnellschluß- bzw. Rückschlagventil besitzen. Jede Umschlagstelle muß einschließlich der Fluchtwege, Zugänge und der Hinweiszeichen ausreichend und blendfrei beleuchtet sein. Für Sicherheitsschilder, Hinweise, Rettungsmittel, Alarmanlagen und Sprechverbindungen ist zu sorgen. Ein ausreichender Brandschutz muß garantiert sein, und zum Eingrenzen von ausgelaufenen Mineralöl- oder ähnlichen Produkten ist eine geeignete Einrichtung zum sofortigen Einsatz bereitzuhalten. Für einen Hafen genügt eine einzige Ölsperre, wenn ein schneller Einsatz dieser Einrichtung bei allen Umschlagstellen sichergestellt ist. Als organisatorische Maßnahme werden für eine derartige Umschlagstelle gefordert: die Aufstellung eines Alarmplanes, die Festlegung der Verantwortlichkeit für den Umschlag, das Ausfüllen einer Prüfliste, der Einsatz von Fachpersonal und dessen wiederholte Belehrungen. Die Landflächen im Bereich der Umschlaganlagen müssen jeweils so groß sein, daß die in den geltenden Vorschriften geforderten Sicherheitsabstände und Schutzstreifen eingehalten werden können.

Nach den „Richtlinien" und den übrigen Vorschriften für die Wasserstraßen dürfen Schiffe, die auf Grund ihrer Ladung einen Sicherheitsabstand von anderen Schiffen von 10 m einhalten müssen, gemeinsam mit Schiffen gleicher oder nicht gefährlicher Ladung geschleust werden. Schiffe, die auf Grund ihrer Ladung jedoch einen größeren Sicherheitsabstand einhalten müssen, dürfen gemeinsam mit anderen Schiffen nicht geschleust werden. Diese Bestimmungen sind auch an Schiffswarteplätzen zu beachten.

7.3 Auswirkungen auf Binnenhäfen

Die in Pkt. 7.2 behandelten Bestimmungen werden mit Sicherheit dazu führen, daß künftig nur noch in ganz besonderen Ausnahmefällen Umschlagstellen für flüssige und gefährliche Güter in Parallelhäfen unmittelbar an Wasserstraßen zugelassen werden. Die in den Richtlinien festgelegten Bestimmungen jedoch sind auch in vollem Umfange maßgebend und notwendig für den Umschlag derartiger Güter in Stichhäfen und dies um so mehr, als die verladende Wirtschaft die Lade- und Löschgeschwindigkeit immer mehr gesteigert haben will und damit natürlich auch die Gefahren in gleichem Maße steigen. In den meisten Binnenhäfen sind eigene Hafenbecken als Umschlagsbereiche für flüssige und gefährliche Güter vorhanden oder in Hafenbecken gewisse, für diese Umschlagsvorgänge reservierte Ufer- und Ländebereiche für Landtankanlagen vorgesehen. Die „Richtlinien" besagen, daß für Umschlagsanlagen geeignete Einrichtungen (z. B. Schlauchsperren, Preßluftsperren, Schlängelanlagen usw.) bereitzuhalten sind, die das Ausbreiten der Stoffe auf Wasser verhindern oder das Zusammenziehen ermöglichen. Außerdem sind für das Entfernen der Stoffe von der Wasseroberfläche noch Geräte und Stoffe bereitzuhalten, z. B. Absauggeräte und wasserunschädliche Bindemittel, die eine möglichst große Aufnahmefähigkeit besitzen und nach dem Aufstreuen schwimmfähig bleiben.

8. Schlußbetrachtung

Beim Neubau von Wasserstraßen und Binnenhäfen oder bei Errichtung von Zusatzanlagen für bestehende Wasserstraßen und Häfen bemüht man sich, dem Fortschritt dimensions- und gerätemäßig zu folgen. Die bisher in der Bundesrepublik Deutschland bereits erfolgte und geplante technische Weiterentwicklung der Wasserstraßen und Binnenhäfen, ihre Ausstattung mit modernen, zum Teil auch Spezialumschlagseinrichtungen, sind gemeinsam mit den Verbesserungen der Schiffahrt selbst (wie z. B. Radar, Funk, Nachtfahrt) eine Bestätigung dafür, daß eine Steigerung der Effektivität des Wasserverkehrs und der Hafenbetriebe erreicht bzw. laufend angestrebt wird.

Im vorliegenden Bericht wurden die Auswirkungen beim Umschlag, Laden und Löschen auf die Anlage und Ausstattung von Wasserstraßen und Binnenhäfen dargestellt. Hierbei zeigte sich, daß die moderne Entwicklung der Umschlagstechnik nicht nur in den Häfen bereits weitgehende und vielgestaltige Berücksichtigung gefunden hat, sondern auch ihr indirekter Einfluß auf Betrieb, Ausbau und Neubau von Wasserstraßen nicht zu übersehen ist.

Thema 3

Das Verhalten von Binnenschiffen und Seeschiffen beim Durchfahren, Überholen und Begegnen in Kanälen und Fahrwassern beschränkter Breite und Tiefe, unter Berücksichtigung größerer Geschwindigkeit und Abmessungen

— Ausmaß der Beschädigung von Uferböschungen und Fahrwassersohlen

— Bekämpfungs- und Abhilfemaßnahmen

Berichterstatter: Dr. Carl-Wilhelm Ballin, Regierungsdirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nord, Kiel; Dipl.-Ing. G. Brandenburg, Baudirektor, Wasserbauamt Kiel-Holtenau; Dr.-Ing. Karl Felkel, Regierungsbaumeister, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe; Dr.-Ing. Martin Hager, Bundesverkehrsministerium, Bonn; Kapitän Masson, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium, Hamburg; Dr.-Ing. E. Müller, Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg; Dipl.-Ing. Öbius, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin; Dr.-Ing. Erich Schäle, Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg; Dipl.-Ing. Volkhard Wetzel, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsamt Wilhelmshaven

Zusammenfassung

Über das Verhalten von Binnenschiffen im begrenzten Gewässer und über die Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße sind in den vergangenen Jahren durch systematische Untersuchungen wesentliche Erkenntnisse gewonnen worden. Dabei sind, soweit möglich, Modellversuche angewendet worden. Wo kleinmaßstäbliche Modelle nicht ausreichten, wurde zum naturgroßen Modell, also zum Naturversuch, übergegangen. Besonders herausgegriffen werden die umfangreichen Versuche mit Binnenschiffen im Main-Donau-Kanal, am Rhein, Main und der Donau sowie Meßergebnisse mit Seeschiffen im Nord-Ostsee-Kanal und in den Küstengewässern. Die Versuche mit Binnenschiffen erstreckten sich auf das Fahrverhalten der Schiffe in Abhängigkeit von der Verbandsform und ihrer Antriebe, in Wasserstraßen unterschiedlicher Abmessungen und Abladetiefe sowie der Wellen- und Strömungsbilder, der Wasserspiegelansenkung, der Schiffsabsenkung und der Auswirkungen auf Sohle und Böschungen des Gewässerbettes. Das Fahrverhalten in Krümmungen und bei Begegnung wurde für verschiedene Schiffstypen und Verbandsformationen mit Hilfe von Radarphasenbildern ermittelt. Die Ergebnisse haben in Berechnungsverfahren für die Fahrwasserbreiten und entsprechende Festlegungen für Ausbaubereiche der Wasserstraßen ihren Niederschlag gefunden. Die Wasserspiegelverformung wurde durch stereografische Aufnahmen bestimmt und in Höhenschichtlinienplänen und in Längs- und Querschnitten dargestellt, wobei sich ungünstigere Werte bei den herkömmlichen Motorgüterschiffen gegenüber den Schubverbänden mit Schubleichtern ergeben haben. Strömungsmessungen, besonders in Sohlennähe, liefern ein klares Bild über die hydrodynamischen Verhältnisse in der Umgebung des Schiffes und die daraus zu ziehenden Folgerungen für die Beanspruchungen der Sohlen und Böschungen. Die Schiffsabsenkmessungen ergaben Kriterien für die Fahrgeschwindigkeit bei unterschiedlichen Wassertiefen und Tiefen, Tiefgangsverhältnissen für die verschiedenen Schiffs- und Verbandsarten. Über die durch Schiffe verursachten Deformationen beweglicher Gewässersohlen geben Versuche am Oberrhein Aufschluß. Dabei sind die Verformungen der Sohle abhängig vom Abstand des Schiffsantriebes von der Sohle und der Dauer der Einwirkung an der gleichen Stelle. Anhand von Natur- und Modellbeobachtungen werden die einzelnen Beanspruchungen behandelt, wobei

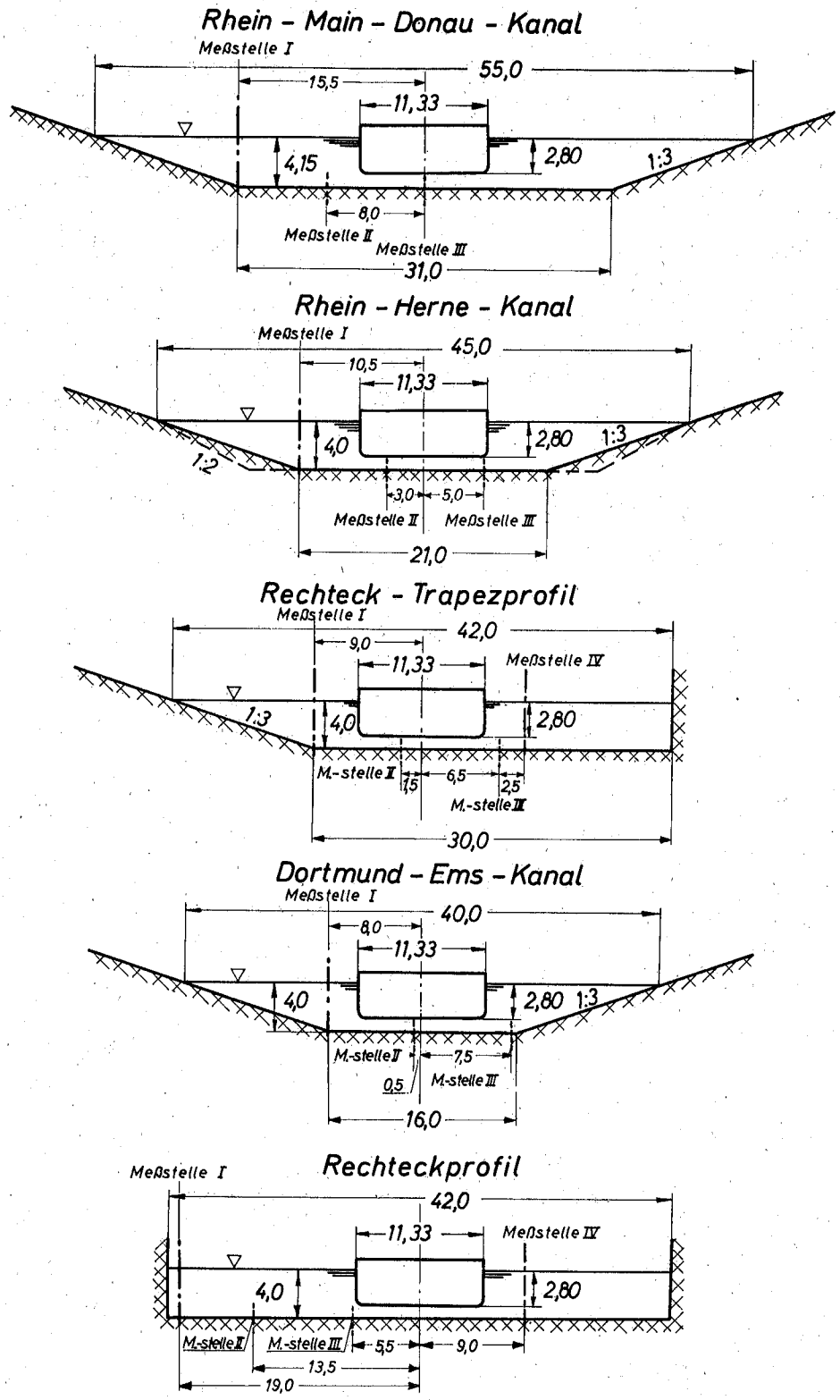


Abb. 1: Untersuchte Kanalprofile

besonders auf die Wirkung von Schubbooten mit hoher Antriebsleistung eingegangen ist. Das Verhalten von Seeschiffen und die Wechselwirkung zu Böschungen und Sohle sowie die Einflüsse von Querrinnen, Fahrwasserverbreiterungen und Hafenbecken sind in Modelluntersuchungen für den Nord-Ostsee-Kanal behandelt. Beobachtungen über das Fahrverhalten führten zu Bemessungsregeln für das Verkehrslenkungssystem am Nord-Ostsee-Kanal. Zum Fahrverhalten von Seeschiffen in den Ästuarien sind Hinweise insbesondere bei der Bewegung großer Seeschiffe im beengten Fahrwasser gegeben. Die Frage der notwendigen Fahrrinnenabmessungen für Großtanker sind durch Messungen in der Natur im Jadefahrwasser ermittelt worden.

Über das Problem der Sicherung von hohen Böschungen liegen besondere Erfahrungen am Nord-Ostsee-Kanal vor. Ufersicherungen sind besonders im Bereich der Wirkung von Schiffswellen erforderlich. Erprobungen neuer Deckwerksformen sind im Gange.

1. Allgemeines

Systematische Untersuchungen über das Verhalten von Schiffen und die Wechselwirkung zwischen Schiff und Wasserstraße sind die Voraussetzung für eine sinnvolle Gestaltung des Fahrwassers und die konstruktive Ausbildung des Gewässerbettes. Zahlreiche Fragen konnten mit Hilfe geeigneter Modelle geklärt werden, die in besonderem Maße gestatten, den jeweiligen Modellfall beliebig häufig zu reproduzieren und Fragen der wiederholten Beanspruchung zu klären. Den hierbei gewinnbaren Erkenntnissen sind jedoch besonders wegen der Problematik der vollen Modellähnlichkeit Grenzen gesetzt, so daß zwangsläufig der Weg zu Großversuchen in der Natur im Maßstab 1 : 1 gesucht werden mußte. So sind in den letzten Jahren in der Bundesrepublik Deutschland zahlreiche Modell- und Naturuntersuchungen für den Verkehr mit modernen Schiffs- und Schubverbänden verschiedener Zusammensetzung systematisch und zur Klärung von Einzelfragen durchgeführt worden. Über einige interessante Gesichtspunkte, Untersuchungsmethoden und Ergebnisse, die aus den Versuchen und Untersuchungen im Binnen- und Küstenbereich an künstlichen und natürlichen Wasserstraßen gewonnen wurden, soll nachfolgend berichtet werden.

2. Verhalten von Binnenschiffen

2.1 Alleinfahrt

Durch Modellversuche wurden die optimalen Geschwindigkeiten von ein- und mehrgliedrigen sowie ein- bis dreireihigen Schubverbandsformationen bei unterschiedlicher Abladetiefe in trapezförmig geböschten und rechteckigen Kanalprofilen ermittelt (Abb. 1). Ihre Festlegung erfolgte unter Beachtung hydromechanischer Kriterien, wie Wasserspiegelabsenkung, Rückstromgeschwindigkeit, Sohlen- und Böschungsdruck sowie Trimm und Parallelabsenkung der Schiffe. Charakteristisch für den Verlauf der Leistungswerte ist deren sehr steiler Anstieg bei Erreichen einer bestimmten Geschwindigkeit (Abb. 2). Damit verbunden ist immer ein starkes Anwachsen der Parallelabsenkung sowie ein Wechsel des relativ geringen kopflastigen Trimms in einen größer werdenden steuerlastigen Trimm. Es bildet sich am hinteren Bereich des Verbandes eine Wasserwalze, die sich, abhängig von Geschwindigkeit und Fahrwasserquerschnitt, über die gesamte Kanalbreite ausdehnt. Die hecklastige Vertrimmung wird stärker, die Gefahr der Grundberührung nimmt zu.

Je geringer der Querschnitt des Kanals ist, um so geringer ist auch die mögliche maximale Fahrgeschwindigkeit und um so größer sind die anderen Meßwerte.

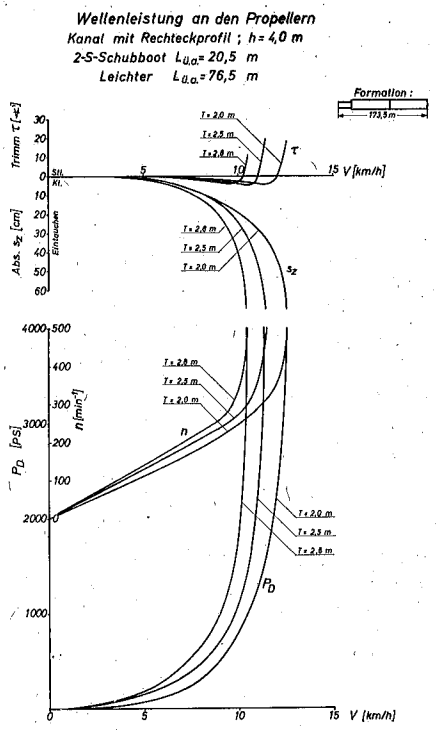


Abb. 2: Wellenleistung an den Propellern

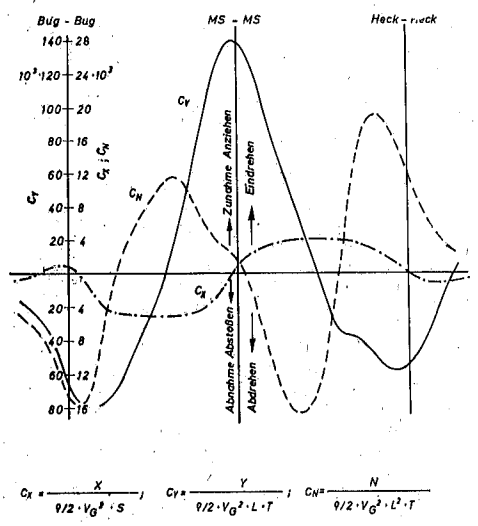


Abb. 4: Begegnen von Schiffen

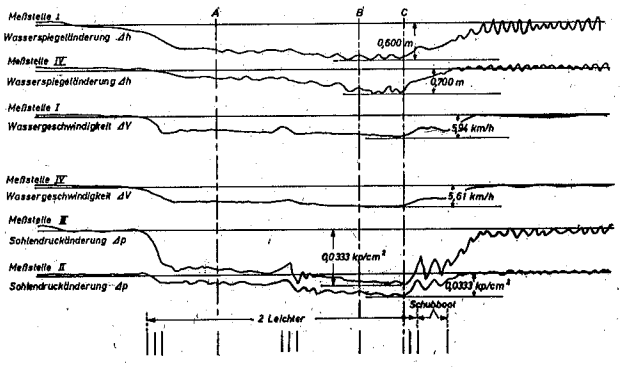


Abb. 3: Hydodynamische Veränderungen im Kanal mit Rechteckprofil

Bei allen Formationen treten die größten Wasserspiegelabsenkungen, Rückstromgeschwindigkeiten und Sohlendrücke im Bereich der hinteren Schulter des letzten Leichters oder an der vorderen Schulter des Schubbootes auf (Abb. 3). Der längere Verband (2 Leichter) erbrachte in den größeren Kanälen günstigere Zahlen als der kurze Verband (1 Leichter). Als hydrodynamisch günstiges Kanalprofil erwies sich der Rechteckquerschnitt.

2.2 *Begegnen und Überholen*

Beim Passieren zweier Schiffe kommt es zu einer gegenseitigen Überlagerung und Beeinflussung der beiden Strömungspotentialfelder. Der vorhandene Gleichgewichtszustand der Umströmung jedes einzelnen Schiffskörpers wird gestört. Die erzeugten Druckänderungen wirken sich unmittelbar als Änderung der Normaldrücke auf den Schiffskörper und mittelbar als Verformungsänderung der Wasseroberfläche aus. In ihrer Gesamtwirkung ergeben die Druckänderungen die am Schiffskörper angreifenden Kräfte und Momente (Abbn. 4 und 5).

Beim Begegnen ist infolge der relativ kurzen Passierzeit und der großen Massenträgheit der Schiffe der erste Impuls, den die Schiffe aufeinander ausüben, für eine Kursabweichung der Bestimmende und nur diese Abweichung muß durch Ruderlegen korrigiert werden. Eine merkliche gegenseitige Beeinflussung der Geschwindigkeiten tritt beim Begegnen nicht auf, da die Begegnungsperioden kurz sind. Das Überholen ist vom Blickpunkt der Kollisionsgefahr gesehen weit risikoreicher. Durch die längere Überholzeit wirken die anziehenden und abstoßenden Kräfte länger auf die sich überdeckenden Teile der Schiffe ein, so daß die Massenträgheit eher überwunden werden kann und Schlängelbewegungen beider Schiffe möglich sind, sofern nicht mit dem Ruder gegengesteuert wird. Bei größerem seitlichen Abstand gilt jedoch auch hier, daß die anfänglich wirkende Kraft dem Schiff die Kursänderung aufzwingt (Abb. 6).

Beim Überholen in einem Kanal kann sehr leicht der Fall eintreten, daß ein kleines, schnelleres Schiff im starken Rückstrom eines langsameren Verbandes an die Grenze seiner Maschinleistung kommt und nicht in der Lage ist, den Überholvorgang zu beenden. In diesem Fall kommt es zur Kollision.

Um Risiken, vor allem bei hoher Fahrgeschwindigkeit (je nach Querschnitts- und Wassertiefen-Tiefgangsverhältnis 8 bis 15 km/h), zu mindern, sollten Überholungen nur in Ausnahmefällen stattfinden. Begegnungen sind in „zweischiffigen" Kanälen jedoch zwangsläufig und ständig notwendig. Infolgedessen gehören sie zum normalen Verkehrsablauf und bereiten in der Praxis bei Beherrschung der Fahrdynamik eines Schiffes oder Schubverbandes in der Regel keine nautischen Schwierigkeiten.

Selbst in Krümmungen erlaubt die geschickte Nutzung der physikalischen und hydromechanischen Kräfte dann eine gefahrlose Begegnung, wenn eine bestimmte Mindestbreite zur Verfügung steht.

2.3 *Begegnung in Krümmungen*

Schon bei Alleinfahrt ist die Fahrbahn natürlich breiter als auf gerader Strecke. Das verursachen nicht nur die rein geometrischen Verhältnisse, sondern vor allem der Gleichgewichtszustand der Kräfte. Dieser ist in Abb. 7 dargestellt und mathematisch erläutert.

Die Vielzahl der mitwirkenden Komponenten, die Abhängigkeit voneinander, aber auch die nicht exakte quantitative Vorausbestimmung des jeweiligen Betrages, lassen die Anwendung von Gleichungen dieser Art für die Praxis ungeeignet erscheinen.

Auch bei noch so sorgfältiger Berechnung stimmt die ermittelte Fahrbahn trotzdem nicht mit der Wirklichkeit überein, weil — abgesehen von Strömungs- und Windeinflüssen — das manuell gesteuerte Schiff, d. h. letzlich der Schiffsführer, nicht in der Lage ist, aus seinem Blickfeld heraus den Grad der Krümmung zu erfassen; er vermag ihn nur zu schätzen.

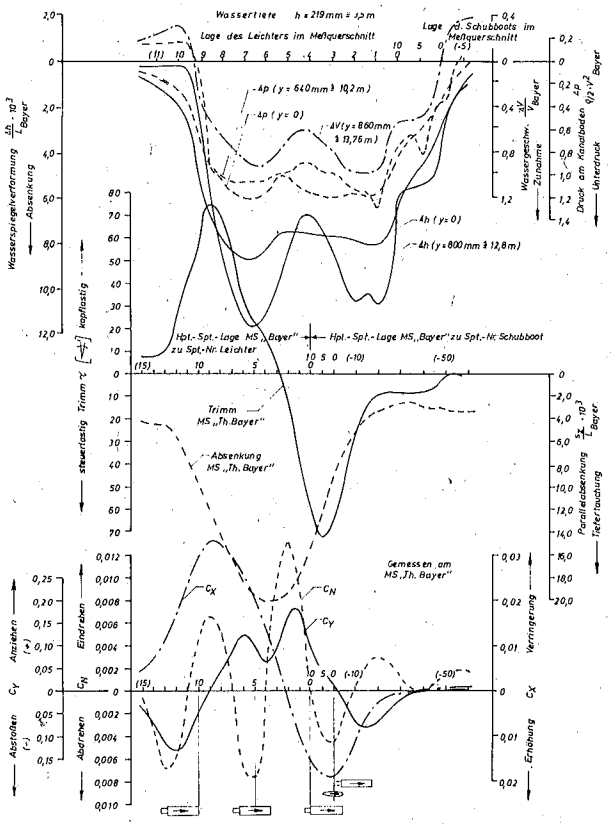


Abb. 5: Begegnen im Dortmund-Ems-Kanal

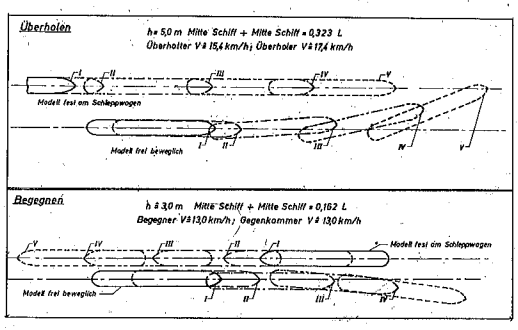


Abb. 6:
Kursveränderungen beim Überholen und Begegnen

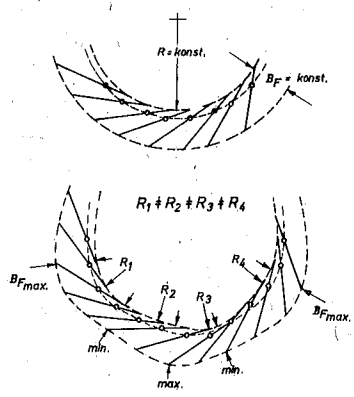


Abb. 8:
Tendenz des Fahrverhaltens nach Auswertung zahlreicher Radarbilder

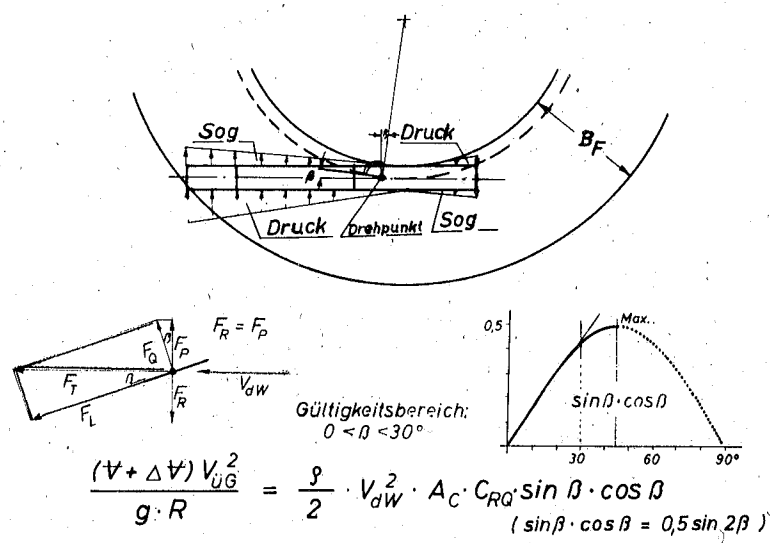


Abb. 7: Kurvenverbreiterung

Das Schiff kann also nicht stetig durch die Krümmung geführt werden, sondern folgt gewissermaßen einem Polygonzug mit ständig wechselnden Teilradien (siehe Abb. 8).

Dieses Problem ist in zahlreichen Naturversuchen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V. mit Hilfe von zeitsynchronen Radarphasenbildern aufgenommen worden. In zeitkonstanten Intervallen wird das bordeigene Radarbild fotografiert, später durch Vergrößerung mittels Dia-Projektor deckungsgleich in die entsprechende Wasserstraßenkarte projiziert und der Antennenmittelpunkt sowie die Kurslinie zeichnerisch übertragen. In Abb. 9 oben ist der einfachere Fall mit kleinem Zentriwinkel und in der unteren Darstellung eine Kurve mit großem Zentriwinkel behandelt, wobei die hier auftretende wiederholte Schwankung des Driftwinkels als Funktion der Fahrstrecke dargestellt ist.

Diesem phychologisch-optischen Effekt ist auf Grund jahrzehntelanger Erfahrungen noch ein sehr praktischer überlagert, der darin zum Ausdruck kommt, daß auch beim seitengeregelten zweischiffigen Verkehr in Krümmungen mit dem Vorschiff stets der Innenbogen so „hart als möglich" angehalten wird. In einem Linksbogen überschreitet das Vorschiff also weit die Mittelachse zur Gegenfahrbahn hin. Die phasenartige Darstellung solchen Verhaltens zeigt Abb. 10. Sie ist eine maßstabgerechte Reproduktion zeitsynchroner Radarbilder.

Diese Fahrmethode soll primär Ruder und Propeller so weit als möglich vom Ufer fernhalten, außerdem aber auch die Radialkraft herabsetzen, so daß der Derivationswinkel und damit die beanspruchte Fahrbahnbreite kleiner werden.

Das im ersten Moment vermutete Risiko bei plötzlich notwendig werdenden Begegnungsmanövern wird vorwiegend ebenfalls durch Nutzung der Radialkraft abgebaut. Ein kurzes Stützen durch Rudernullage genügt, auch den Derivationswinkel gegen Null tendieren zu lassen. Dabei wird die hydrodynamische Gegenkraft aufgehoben und das Schiff zum Außenbogen hin, also in seinen eigentlichen Fahrstreifen getrieben.

Ein solcher Begegnungsfall ist in Abb. 11 und 12 ebenfalls phasenartig dargestellt worden, wobei Abb. 11 die Ansteuerung des Partners und Abb. 12 die unmittelbare Begegnung mit der anschließenden Trennung zeigen. Ein besonderes eindrucksvolles Bild gibt auch die Abb. 13 über Versuchsfahrten auf der Donau in der Schlögener Schlinge.

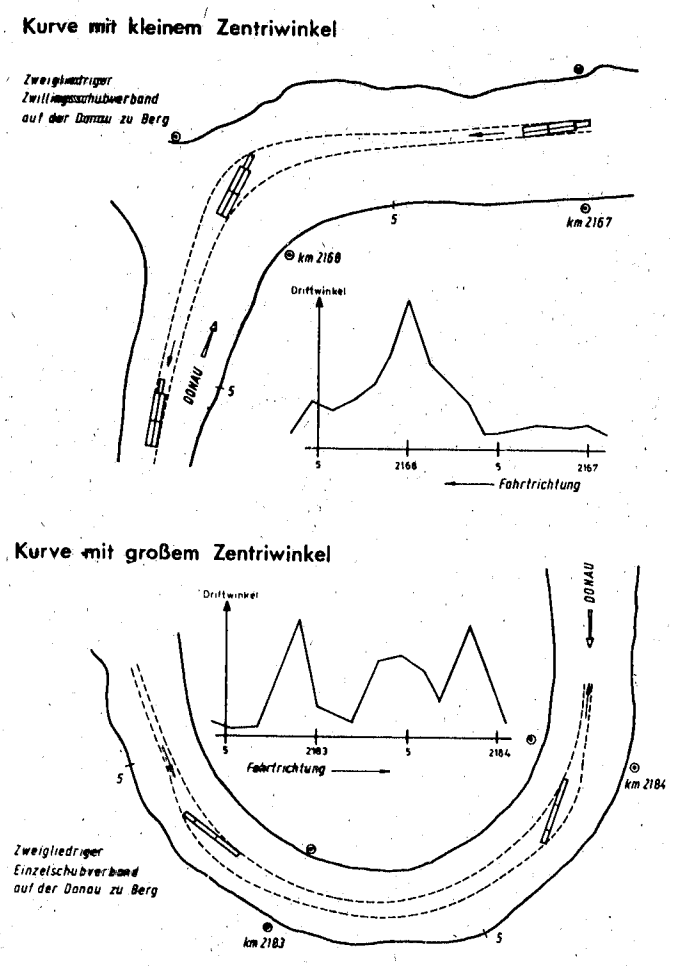


Abb. 9: Schiffskurvenfahrt, Darstellung der Fahrspur mit Hilfe von Radarphasenaufnahmen. Versuchsergebnisse der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau, Duisburg

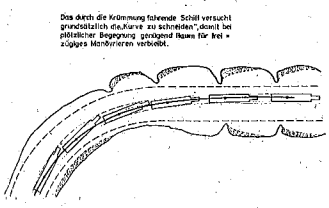


Abb. 10: Fahrverhalten in Krümmungen

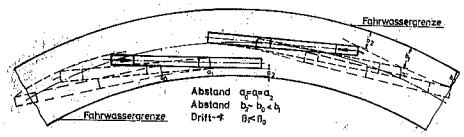


Abb. 11: Begegnung in einer Krümmung

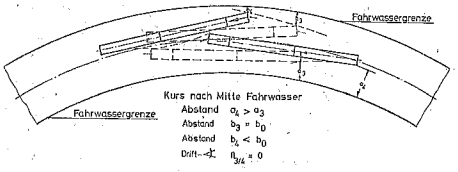


Abb. 12: Begegnung in einer Krümmung

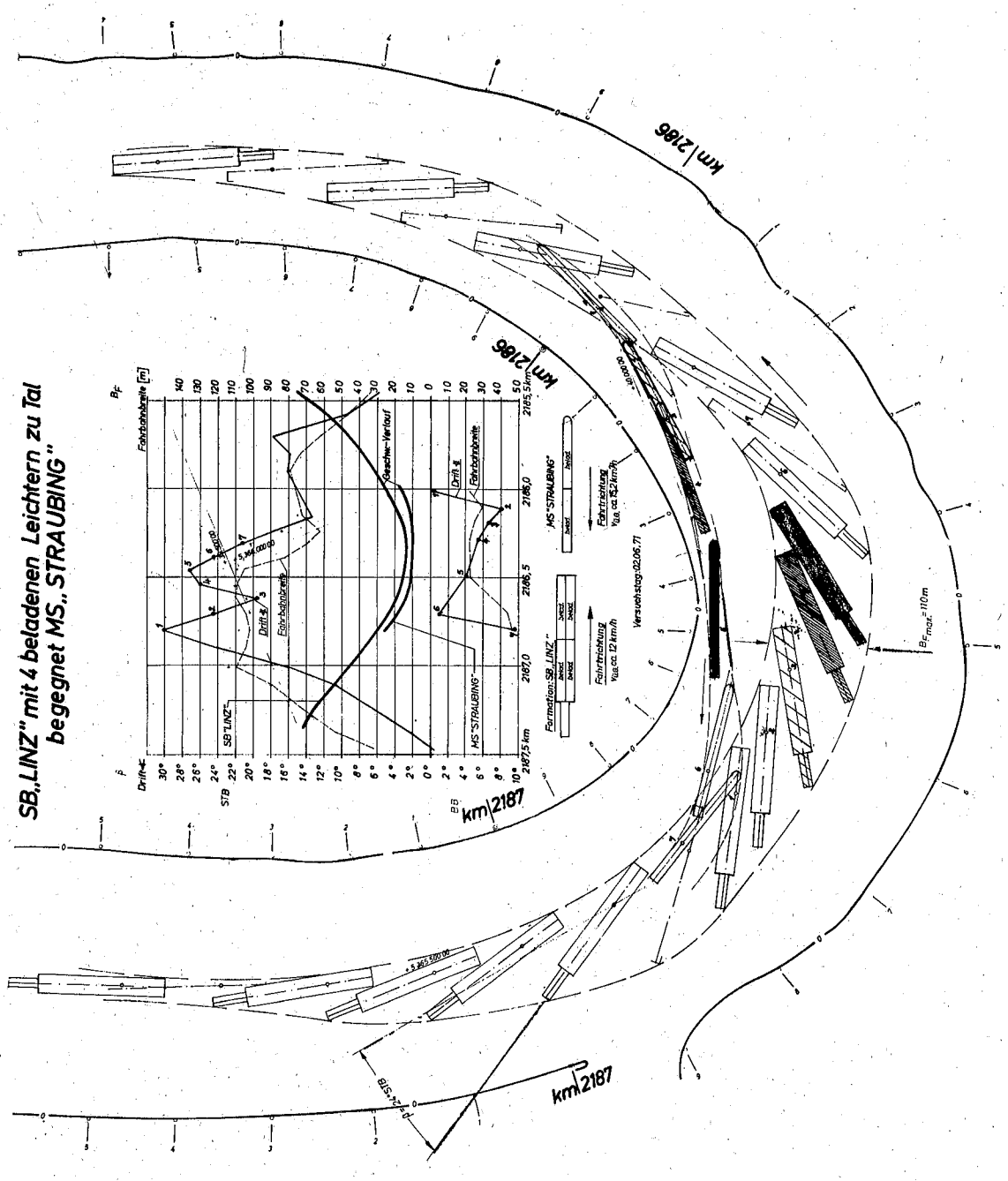


Abb. 13: SB „Linz" mit 4 beladenen Leichtern zu Tal begegnet MS „Straubing"

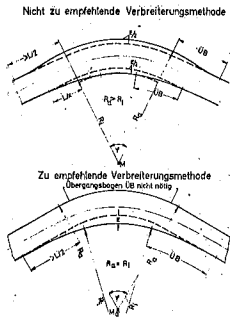


Abb. 14: Schematische Kurvenverbreiterung

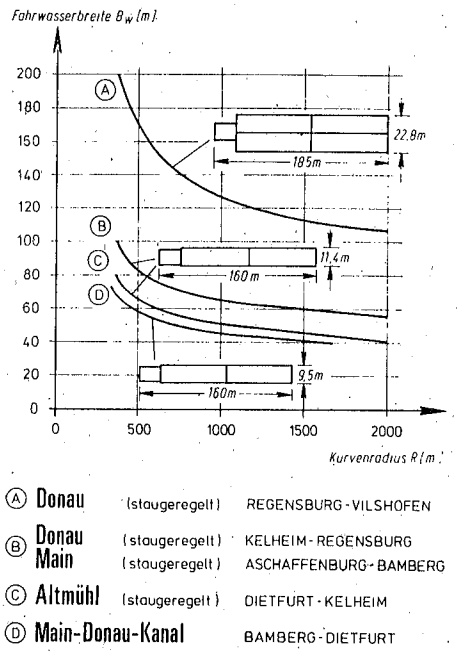


Abb. 15:
Fahrwasserbreiten Bw in den Kurven des Europakanals Rhein-Main-Donau

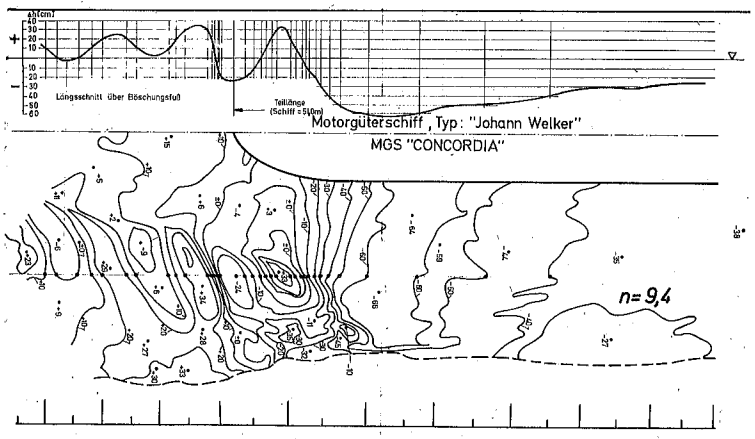


Abb. 16: Wasserspiegelverformung

Naturgesetz und Praxis lassen aus diesen Zusammenhängen folgendes erkennen:

a) Der Kurs eines Schiffes folgt bei Krümmungsdurchfahrt in der Praxis nicht den theoretischen Überlegungen.

b) Die Fahrbahn wird freizügig gewählt und überschneidet in Krümmungen die des Partners.

c) Bei Begegnungen ist die beanspruchte Fahrbahnbreite kleiner als die der geometrischen Konstruktion.

Um diesen fahrdynamischen Besonderheiten auch bautechnisch entgegenzukommen, ist es empfehlenswert, Querschnittsverbreiterungen in Krümmungen nicht achssymmetrisch auszuführen, sondern nur den Innenbogen zu schneiden. Diesen Vorschlag zeigt die Abb. 14, wobei $\varphi <$

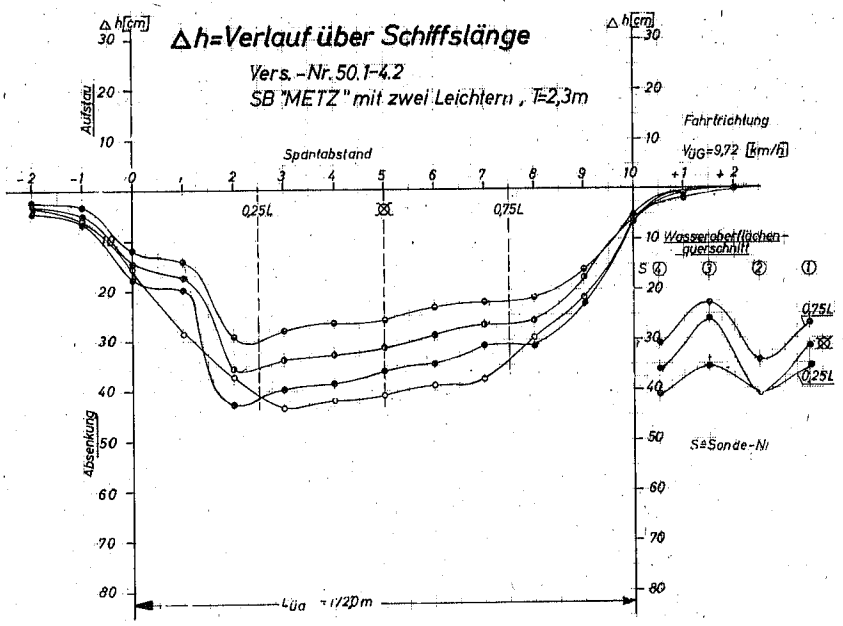


Abb. 17: Verlauf der Wasserspiegelabsenkung am Motorgüterschiff

60°; dabei ist $R_\alpha = R_i$. Wird $\varphi > 60°$, sind die Anfangsbögen analog für $\varphi = 30°$ auszulegen und R_{iMitte} äquidistant zu R_α um M_α anzuschließen.

Die Auswertung zahlreicher Radarphasenaufnahmen von Versuchen auf Rhein, Mosel, Main, Main-Donau-Kanal und Donau hat zu den in Abb. 15 dargestellten Fahrwasserbreiten in Abhängigkeit vom Kurvenradius geführt.

2.4 *Wellen- und Strömungsbilder, Wasserspiegelverformung und Absenkung bei der Schiffsfahrt im begrenzten Gewässer*

Die Erscheinungen am fahrenden Schiff im begrenzten Gewässer sind seit 1967 in systematischen Untersuchungs- und Forschungsprogrammen im wesentlichen am Main-Donau-Kanal sowie durch Fahrversuche im Rhein, Main und der Donau untersucht worden. Ihre Ergebnisse sind veröffentlicht und bei Neuentwicklungen und der Gestaltung der Wasserstraßen berücksichtigt worden. Neben der Untersuchung fahrdynamischer Eigenschaften war das Ziel vor allem auch auf die Frage der Beanspruchungen von Sohle und Böschungen der Wasserstraße begrenzter Abmessungen ausgerichtet. Die Untersuchungen wurden von der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau in Duisburg zusammen mit der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe ausgeführt.

Aus vielen Stereoaufnahmen der Wasserspiegeloberfläche ist als Beispiel in Abb. 16 der Heckwellenbereich eines Motorgüterschiffes des Regelschiffstyps Johann Welker mit den Maßen 85 x 9,5 x 2,5 m bei 880 PS Leistung dargestellt, welcher den großen Energieinhalt im Heckwellenbereich erkennen läßt. Die Höhenschichtlinien zeigen Absenkmaße gegenüber dem Normalwasserspiegel bis zu 66 cm und Heckwellenscheitel bis 33 cm Höhe. Die Heckwelle schlägt über, sobald der sog. überkritische Bereich überschritten wird, d. h. die Wellengeschwindigkeit der Flachwasserwelle in Abhängigkeit der jeweiligen Wassertiefe überschritten wird. Den Gesamtverlauf der Verformung der Wasseroberfläche zeigt für den gleichen Schiffstyp Abb. 17, wobei interessant ist, daß in den verschiedenen Meßlängsschnitten neben dem Schiff lediglich am Heck eine Wasserspiegelerhöhung erkennbar ist.

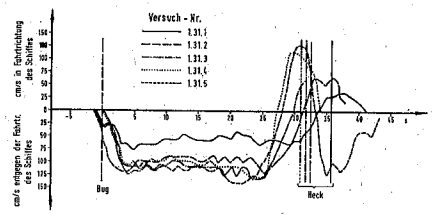


Abb. 18: Ganglinien der sohlennahen Strömung unter dem Motorgüterschiff, Wassertiefe: 3,10 m

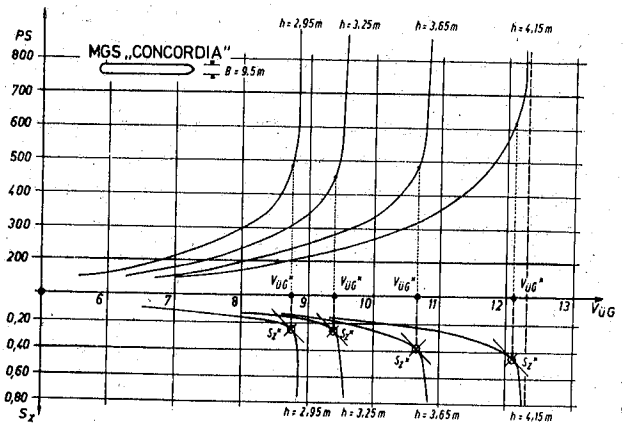


Abb. 19: Schiffsabsenkung

Die sohlennahen Strömungen wurden mit Meßflügeln gemessen. Vor Eintreffen des Schiffsbugs zeigte sich je nach Wassertiefe eine zunächst in Fahrtrichtung des Schiffes verlaufende Strömung, die sich dann unter dem Bug umkehrt und zum Heck nahezu gleichmäßig verläuft. Hinter dem Schiff bildet sich die allgemein zu beobachtende Nachlaufströmung aus (Abb. 18).

Die Absenkung eines Schiffes ist eine Funktion der Schiffsform und Größe, der Eintauchtiefe T, der Schiffsgeschwindigkeit über Grund $V_{üG}$, der Fahrwasserbreite B_F und der Fahrwassertiefe h. Bei den Versuchen wurde allgemein festgestellt, daß die Absenkwerte mit größer werdender Schiffsgeschwindigkeit zunächst nur langsam wachsen, bis sie in einem bestimmten Bereich sehr rasch zunehmen. Hier läßt sich ein Grenzwert der Absenkung s_z * angeben, worauf unter dem Thema 1, Abteilung I näher eingegangen ist. Aus Abb. 19 ist zu ersehen, daß die Antriebsleistungen P_D als Funktionen der Schiffsgeschwindigkeit $V_{üG}$ einen ähnlichen Verlauf wie die Absenkung s_z * zeigen. In den folgenden Abbildungen 20 — 22 sind weitere Versuchsergebnisse für 3 Verbandsformen dargestellt, da sich im Vergleich der verschiedenen Versuchseinheiten gezeigt hat, daß Motorgüterschiffe eine etwas geringere Absenkung als Schubverbände aufweisen. Hieraus gezogene Folgerungen sind unter dem Thema 1, Abteilung I behandelt.

3. Veränderungen der Gewässersohle, hervorgerufen durch Schiffe mit normalen und durch solche mit außergewöhnlich hohen Antriebsleistungen

Eine extreme Verformung erfährt die bewegliche Stromsohle dann, wenn sich der Schiffsboden dicht über ihr befindet und der Propellerstrahl stark und lange auf sie einwirkt. Dieser Zustand kann in der Praxis zum Beispiel auftreten, wenn das Schiff Grundberührung hat und aus eigener Kraft wieder frei kommen will, wobei der Strahl der stark rotierenden Propeller längere Zeit an Ort und Stelle verharrt.

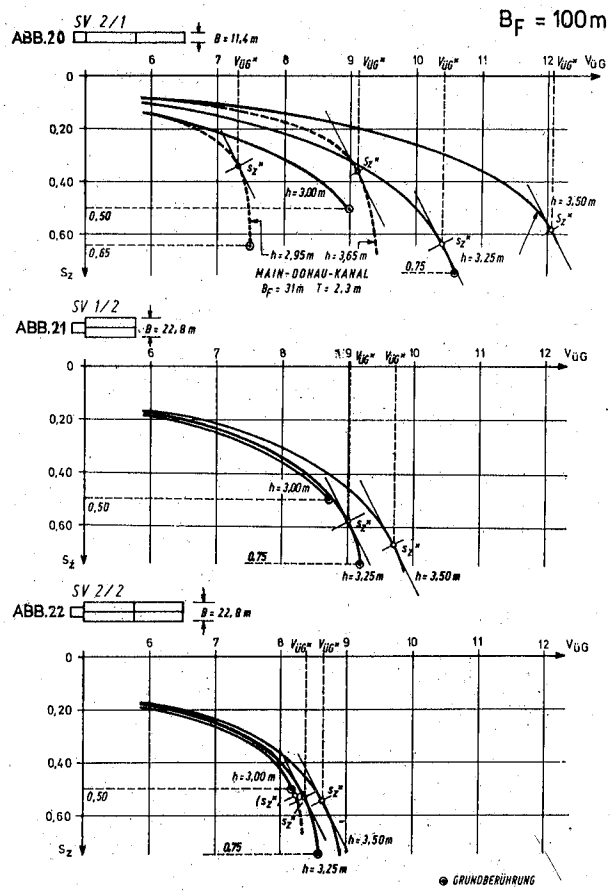


Abb. 20–22: Schiffsabsenkung

Einer sich davon in der Art und im Ausmaß unterscheidenden Beanspruchung ist die Stromsohle durch das normal fahrende Schiff ausgesetzt.

Einen Übergang von der einen Beanspruchungsart zur anderen bildet das stark beschleunigte Anfahren aus dem Stand.

Die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe (BAW) hat zu jeder dieser Beanspruchungsarten Natur- und Modellversuche durchgeführt, und zwar sowohl mit Regelselbstfahrern der Typen „Gustav Koenigs" und „Johann Welker", als auch mit Schubverbänden. Bei den Modellversuchen waren sowohl die Schiffe und ihre Propeller als auch das Sohlenkorn im Verhältnis 1 : 16 verkleinert.

Spezielle Experimente sollten ferner die Frage beantworten nach dem Ausmaß der Sohlenveränderungen, die dann zu erwarten sind, wenn Schubboote mit wesentlich höheren Antriebsleistungen, als sie die bislang in Dienst gestellten aufweisen, auf die Stromsohle einwirken.

Zur Zeit dieser Versuche waren die beiden übereinstimmend ausgebildeten Schubboote „Pierre Brousse" und „Hippolyte Bloch" der Straßburger Reederei CFNR mit 3530 kW maximaler, auf 3 Propeller verteilter Antriebsleistung die stärksten den Rhein befahrenden Schubboote.

Im Modell des erstgenannten Schubbootes wurde die Vergrößerung der Antriebsleistung über 3530 kW hinaus durch Erhöhung der Umdrehungszahlen der vorhandenen Schiffspropeller erreicht. Dabei mußte die Möglichkeit vorgesehen werden, im Modell neben der Drehzahl jedes Propellers und seinem Schub auch sein Drehmoment laufend zu messen.

Für diese Meßaufgabe entwickelte und baute die BAW eigene Meßvorrichtungen (Bild 24).

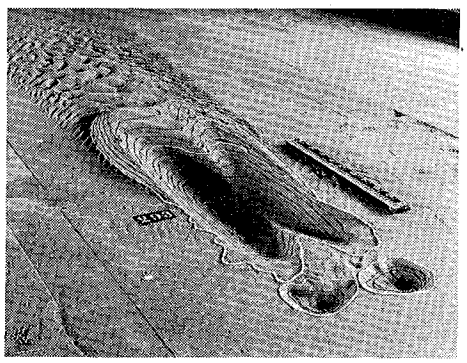


Abb. 23: Sohlenverformung im Material I unter dem an Ort und Stelle verharrenden Schubboot „Marseille"

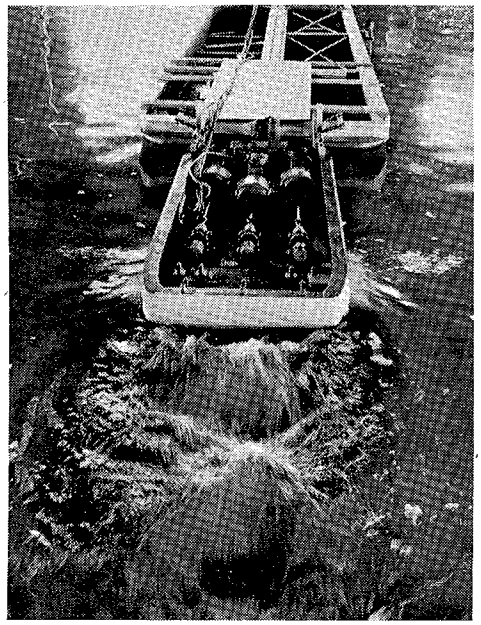


Abb. 24: Lichtbild des Verbandes mit dem Schubboot „Pierre Brousse" beim Anfahren aus dem Stand

3.1 Sohlenangriffe durch den Schraubenstrahl eines sich nicht fortbewegenden Schiffes

Über die Ergebnisse entsprechender Natur- und Modellversuche der BAW mit Regelselbstfahrern liegen die Berichte vor. Hinter mit rotierendem Propeller an Ort und Stelle verharrenden Schiffen wurden in der aus Grobkies bestehenden Sohle des Oberrheins Kolke beobachtet, deren Tiefe nach einer Einwirkungsdauer des Propellerstrahls von 5 Minuten bis zu 1,20 m und nach 30 Minuten bis zu 1,60 m betrug. Hinter dem Kolk wurden dabei bis zu 1,30 m hohe Hügel aufgeworfen.

Auch in einer Sandsohle werden durch längere Zeit auf sie einwirkende Propellerstrahlen Kolke ähnlicher Größenordnungen erzeugt, wobei die dahinter aufgeworfenen Hügel allerdings flacher sind, da die einzelnen aufgewirbelten Körner weiter transportiert werden. Bild 23 zeigt die Sohlenverformung, die sich hinter dem mit zwei Propellern ausgestattetem Modell des Schubbootes „Marseille" in einer vorher ebenen Sohle aus Feinsand ausbildete. Diese zeigt nach dem Versuch eine ausgeprägte Riffelung, die deutlich die Ausbreitung der Propellerstrahlen wiedergibt.

Mit dem Modell des Schubbootes „Pierre Brousse" mit 3 Propellern wurde im Sand nach 10 Minuten (Natur) Versuchsdauer bei einem Flottwasser (Abstand zwischen Gerinnesohle und Schiffsboden) von 2,00 m mit einer Antriebsleistung von 3200 kW eine maximale Kolktiefe von 1,10 m und eine Bankhöhe von 0,30 m erzeugt. Die entsprechenden Werte für 5500 kW betrugen 1,50 m (Kolk) und 0,45 m (Bank). Die Kolk- und Bankvolumina nahmen als Folge der Leistungssteigerung stärker zu. Die Ergebnisse von Versuchen mit grobkörniger Sohle wichen davon nicht grundlegend ab.

3.2 *Anfahren eines Schubverbandes aus dem Stand*

Bei den in den Bildern 24 bis 29 wiedergegebenen Versuchen fuhr das Modell eines aus dem Schubboot „Pierre Brousse" und 4 Europaleichtern zusammengesetzten Schubverbandes mit verschiedenen, während einer Fahrt konstant gehaltenen Antriebsleistungen jeweils aus dem Stand an (Bild 24). Diese Versuche wurden über Sand- und über Kiessohlen durchgeführt, deren Korndurchmesser, in die Natur übertragen, d_{50}-Werte von 5,6 mm (Material I) und von 48,8 mm (Material II) aufwiesen. In diesem Bereich liegen etwa die mittleren Korndurchmesser des Rheins zwischen Emmerich und Basel.

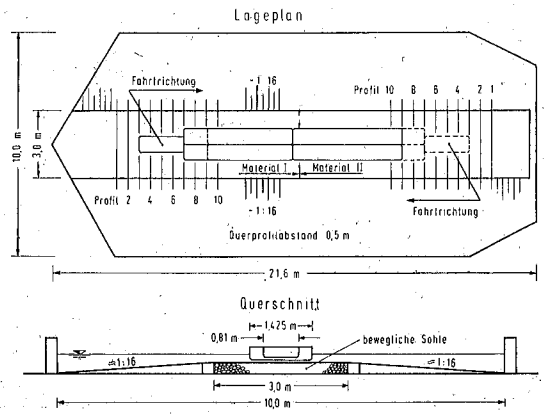


Abb. 25: Grundriß und Querschnitt des Versuchsbeckens

Bild 25 enthält einen Lageplan und einen Querschnitt des Versuchsplatzes. Im ersteren ist die Lage der Querprofile mit der gleichen Bezeichnung wie in Bild 26 und 27 eingetragen. Der Profilabstand beträgt 50 cm im Modell = 8 m in der Natur. Das Heck des Schubbootes steht über dem Querprofil 3.

In Bild 26 sind für die ersten fünf Querprofile die Sohlenveränderungen eingetragen, die bei Anfahrversuchen mit fünf verschiedenen, konstanten Propellerumdrehungen je Minute, entsprechend Antriebsleistungen zwischen 3700 und rd. 6600 kW, an der feinkörnigen Sohle eingetreten sind. Die größte Kolktiefe wurde unter dem Heck des Schubbootes beobachtet. Sie erreichte rd. 70 cm der Natur bei der größten Antriebsleistung; der dabei aufgeschüttete Hügel war etwa 20 cm hoch. Ähnliche Sohlenformen, jedoch mit geringeren Abmessungen bildeten sich auch im Grobkies aus.

Bild 27 enthält die entsprechenden Längsschnitte der beiden Rillen und des Mittelwulstes. Ihre Tiefen bzw. Höhen vermindern sich nach einer kurzen Anfahrstrecke, um dann meist unter 10 cm (Natur) zu bleiben, wie sie auch bei normaler Streckenfahrt auftreten. Das Bild 28 zeigt die beim Anfahren entstandene Sohlenverformung in einem Lichtbild.

In Bild 29 schließlich sind für alle mit einem gleichen Flottwasser von 60 cm unter den 2,20 m abgeladenen Leichtern und von 1,20 m unter dem Schubboot, durchgeführten Anfahrversuche die maximalen Kolktiefen und Bankhöhen für die beiden unterschiedlichen Sohlenmaterialien aufgetragen. Die Bänke überschreiten dabei in keinem Fall eine Höhe von 30 cm. Auch die Kolktiefe hat im allgemeinen eine ähnliche Größenordnung. Erst beim Anfahren des Viererverbandes mit Leistungen von mehr als 4500 kW, die bis heute im Rheingebiet weder vorhanden noch geplant sind, vergrößert sich in der Sandsohle die Kolktiefe auf das zwei- bis dreifache.

Eine verstärkte Einwirkung auf die Sohle ist ferner festzustellen, wenn das Flottwasser des Schubbootes stark vermindert wird.

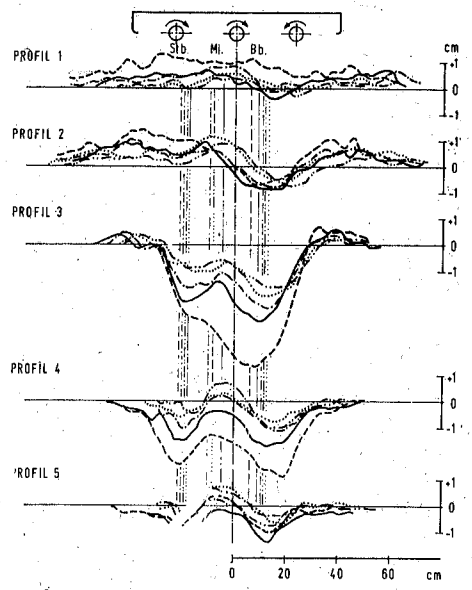


Abb. 26: Querprofile der vorher mit dem Material I eingeebneten Sohle nach dem Anfahren des Verbandes mit dem Schubboot „Pierre Brousse" mit Leistungen zwischen 3700 und 6600 kW. Wassertiefe: 2,80 m

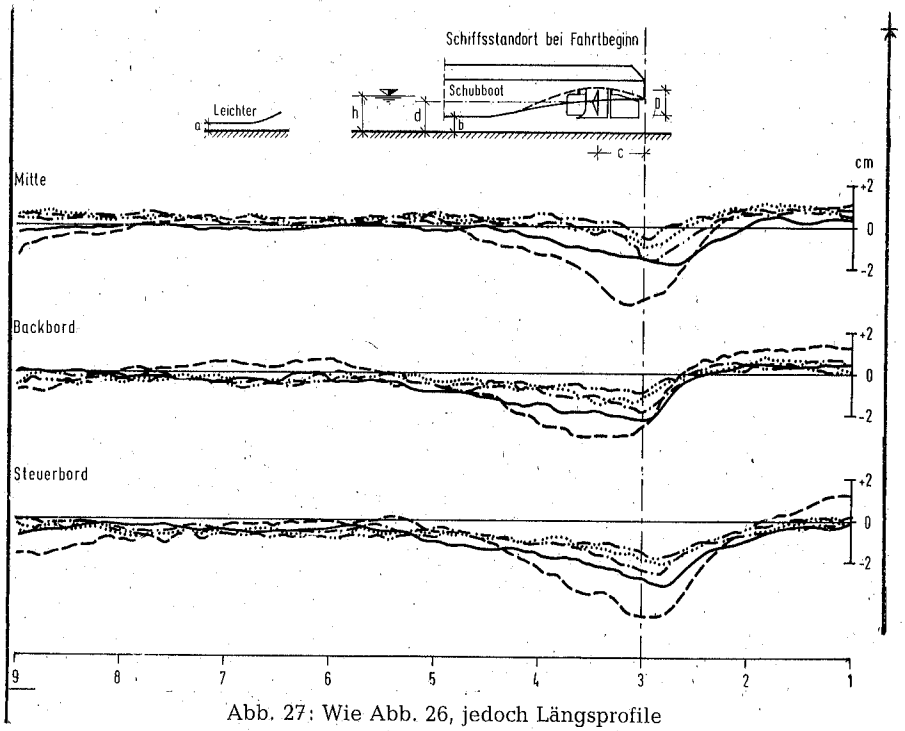


Abb. 27: Wie Abb. 26, jedoch Längsprofile

Faßt man alle bisher angestellten Natur- und Modellbeobachtungen zusammen, so ergibt sich folgendes Bild:

Unter dem normal fahrenden Schiff wird bei geringem Flottwasser das Sohlenkorn verlagert, und zwar der überwiegende Anteil im Stillwasser in Fahrtrichtung, im Strom hingegen in Fließrichtung. Im oder unter dem Propellerstrahl erfolgt auch ein stärkerer Transport nach den Seiten, wobei sich beim Einschrauber als Ergebnis eine 1 bis 2 m breite, flache Rille ausbildet, die seitlich in aufgeworfene Wülste übergeht. Die Rillentiefe oder die Wulsthöhe nach einer einzelnen Fahrt überschreiten kaum die Größenordnungen von 1 bis 2 dm. Auch eine Steigerung der Antriebsleistung auf mehr als 1500 kW je Propeller ändert daran nicht viel.

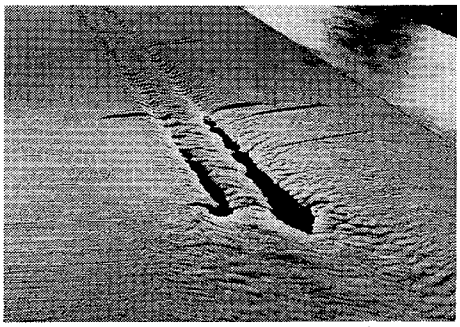


Abb. 28: Ansicht der vorher mit dem Material I eingeebneten Sohle nach ihrer Verformung durch das Anfahren des Verbandes mit dem Schubboot „Pierre Brousse"

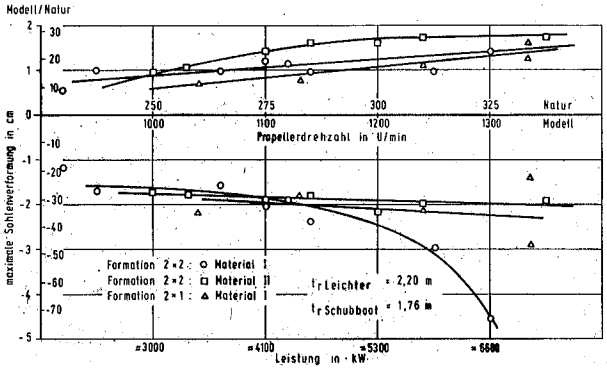


Abb. 29: Zusammenstellung der maximalen Kolktiefen (−) und Bankhöhen (+) für die mit einer Wassertiefe von 2,80 m ausgeführten Anfahrversuche

Demgegenüber treten ganz erhebliche Kolke und dahinter aufgeworfene Bänke auf, wenn der Schraubenstrahl eines sich nicht fortbewegenden Schiffes längere Zeit auf die Sohle einwirkt. In Breisach wurden im Grobkies Kolktiefen von 1,60 m und Bankhöhen von 1,30 m hergestellt und gemessen. Es ist anzunehmen, daß auch die Uferböschungen durch einen längere Zeit auf sie einwirkenden Propellerstrahl gefährdet werden.

Es sollte daher grundsätzlich vermieden werden, daß starke Propellerstrahlen während längerer Zeit auf die gleiche Stelle einwirken oder daß mit äußerster Kraft aus dem Stand angefahren wird.

4. Verhalten von Seeschiffen

4.1 Untersuchungen für einen Seekanal

Beim Durchfahren eines Seekanals mit Seeschiffen stellt das Schiff wegen des meist ungünstigen Verhältnisses von Hauptspantquerschnitt zu Kanalquerschnitt F_{HS}/F_K einen besonders ungünstigen Widerstand dar, der vom verdrängten Wasser überwunden werden muß. Das für den Fließvorgang erforderliche Gefälle entlang des Hindernisses „Schiffskörper" wird durch einen Aufstau vor dem Bug erzeugt, wobei der Aufstau eine Funktion des Verhältnisses F_{HS}/F_K ist und um so größer wird, je mehr sich der Quotient dem Wert 1 nähert (Abb. 30). Die

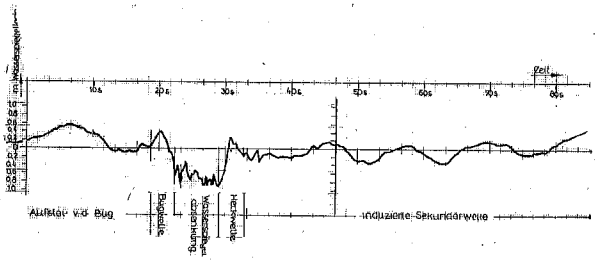


Abb. 30: Druckverteilung beim Schiffsdurchgang

Stömungsrichtung ist in dem Gefällebereich der Fahrtrichtung des Schiffes entgegengesetzt. Bei symmetrischem Querschnitt, homogener Anströmung und Mittenlage des Störkörpers ist auch der Abfluß symmetrisch, das Integral des Widerstandes über die Kanalbreite ist null. Bereits geringe einseitige Störungen führen jedoch zu einer Verzerrung des Strömungsbildes und dadurch zu asymmetrischen Querkräften auf das Kanalbett, worauf das Schiff mit Gieren und Kursversatz, die Sohle und die Böschungen bei Überschreiten einer für das autochtone Material kritischen Grenze mit Erosionen und Beschädigungen reagieren. Die Richtung der Querkräfte hängt dabei von der resultierenden Richtung des Druckgradienten ab, deren korrekte analytische Erfassung Schwierigkeiten bereitet, besonders wenn sich mehrere Einflüsse überlagern. Solche treten auf, wenn z. B. an plötzlichen großräumigen Querschnittsveränderungen Begegnungen oder Überholvorgänge von Fahrzeugen mit im Verhältnis zum Kanalquerschnitt großen Hauptspantquerschnitten möglich sind. In gekrümmten Strecken ergeben sich noch ungünstigere Verhältnisse. In Modelluntersuchungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin wurden u. a. geeignete Rudermanöver untersucht. Dabei zeigte es sich, daß es in Kurvenstrecken mit konstantem Kanalquerschnitt, bei Begegnungen oder bei Querschnittsänderungen oft günstiger ist, auf Kursänderungen des Schiffes nicht in jedem Falle durch Gegenruderlegen zu reagieren, da das Schiff von dem nachfolgenden Reaktionskraftfeld aufgefangen wird, das den Kurs auf dem des Kräftegleichgewichts am Schiffskörper und des geringsten Widerstandes stabilisiert. Die Untersuchung der durch die Schiffe erzeugten Strömungsfelder gibt Aufschluß über 2 andere Erscheinungen, und zwar die Vertiefung an den Rändern und Aufhöhung der Kanalsohle in der Mitte in zweispurig befahrenen Kanalabschnitten mit Trapez- oder Muldenprofil sowie die starken Sedimentbewegungen in quer zur Kanalachse verlaufenden Rinnen, wie sie über Unterführungsbauwerken anzutreffen sind. Im ersten Falle wird infolge des sich von der Oberfläche zur Sohle hin verjüngenden Kanalquerschnitts die Verdrängungsströmung entlang der Böschung seitlich unter den Schiffsrumpf gedrückt (Bild 31). Sie bewirkt den Sedimenttransport zur Kanalmitte. Ein solcher Effekt tritt beim Rechteckquerschnitt oder bei Kanalabschnitten mit einschiffigem Verkehr kaum auf. Im zweiten Falle erzeugt die Verdrängungsströmung in der Querrinne ein stehendes Sekundarwellensystem mit längs der Querrinne laufender Schwingungsrichtung, dessen Form und Energiegehalt von dem Ort der

Entstehung und dem Gradienten des Aufstaus vor dem Schiff abhängt. Dieses System ist in sich stabil und interferiert mit dem Primärwellenbild des Schiffes, wobei sich die Amplituden beträchtlich über die Ausgangswerte beider Wellen aufschaukeln können.

Ähnliche Verhältnisse entstehen auch bei großräumigen seitlichen Querschnittserweiterungen, wie Stich- und Wendebecken oder Kanalhäfen, die wie Querrinnen aufzufassen sind. In den Modellversuchen wurde festgestellt, daß ein funktioneller Zusammenhang zwischen Größe der Querschnittserweiterung, dem Längen-Breiten-Verhältnis des Beckens zur Kanalachse, der Wassertiefe, der Beckeneintrittsöffnung und dem vom Schiff bewirkten Druckgefälle existiert. Es zeigte sich, daß bei gleichem Druckgradienten und gleicher Wassertiefe normal zur Kanalachse angelegte, langgestreckte Stichbecken mit größeren Wasserstandsänderungen reagieren als parallel liegende. Der Einfluß der Beckenlänge ist von der Länge der Primärwelle abhängig und erzeugt dann die größten Sekundäramplituden, wenn sie das Vielfache der erregenden Schiffslänge beträgt. Die Breite des Beckens bzw. der Eintrittsöffnung ist dann mit den größten Wasserspiegelschwankungen verbunden, wenn sie der Länge des erzeugenden Druckgefälles, also etwa ½ Schiffslänge, entspricht und wenn die Beckenbreite etwa gleich der Breite der Eintrittsöffnung ist. Da die Reaktionen auch hier vom erzeugten Druckgradienten abhängen, der seinerseits eine Funktion der Hydrodynamik des Schiffes und des Blockageeffekts ist, ist eine verallgemeinernde mathematische Darstellung nicht möglich.

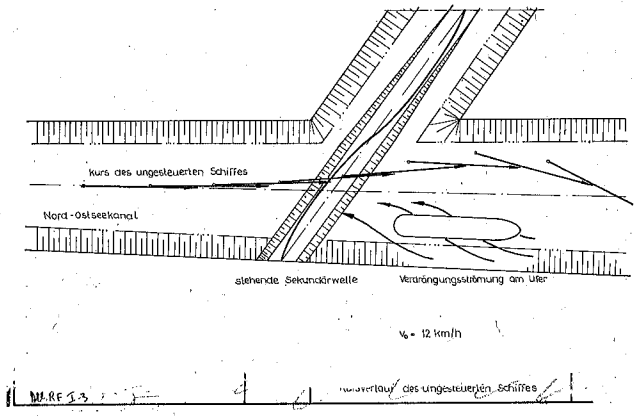


Abb. 31: Kursverlauf des ungesteuerten Schiffes

4.2 Begegnen in Seekanälen

Die Grundlage des Systems der Verkehrslenkung auf dem Nord-Ostsee-Kanal, die jedes Schiff individuell erfaßt, ist die Beantwortung der Frage, bis zu welcher Größe Fahrzeuge einander auf der Strecke außerhalb der Weichen begegnen können.

Unter Berücksichtigung der von den Schiffen notwendigerweise einzuhaltenden Abstände von den Böschungen und des zu wahrenden Verhältnisses zwischen Kanalquerschnitt und eingetauchtem Schiffsquerschnitt steht der Schiffahrt nur ein begrenztes Fahrwasser zur Verfügung. Die Summe der Verkehrsbreiten der sich begegnenden Fahrzeuge zuzüglich eines sicheren Passierabstandes darf die Breite dieses Fahrwassers nicht überschreiten. Um dies zu gewährleisten, sind die Verkehrsbreiten der den Kanal durchfahrenden Schiffe zu ermitteln. Dabei ist auch hier von der Tatsache auszugehen, daß sich die Verkehrsbreite eines Schiffes in der Kurve aus geometrischen Gründen und dem in der Kurvenfahrt notwendigen Derivationswinkel gegenüber der Fahrzeugbreite vergrößert.

Mit dem Derivationswinkel β und der Annahme, daß der Drehpunkt des Schiffes am Ende des ersten Drittels der Schiffslänge liegt, ergibt sich die Verkehrsbreite (VB) eines Schiffes angenähert zu

$$VB = B + L \times \sin\beta + r - \sqrt{\left(r + \frac{2L}{3}\right) \cdot \left(r - \frac{2L}{3}\right)}$$

und der Zuschlag zur Schiffsbreite zu

$$Z = L \times \sin\beta + r - \sqrt{\left(r + \frac{2L}{3}\right) \cdot \left(r - \frac{2L}{3}\right)}$$

Darin sind L und B Länge und Breite des Schiffes, r Radius der durchfahrenen Kurve.

Nach vorstehender Formel lassen sich die von der Länge und Breite der Schiffe sowie vom Radius der zu durchfahrenden Kurven eines Kanals abhängigen Verkehrsbreiten oder Zuschläge zur Verkehrsbreite errechnen. Äußere Einflüsse, wie insbesondere Wind, bleiben bei dieser Rechnung allerdings in gleicher Weise unberücksichtigt, wie besondere Manövriereigenschaften der Schiffe. Diese in der Regel für die Verkehrsbreite von Seeschiffen weniger bedeutsamen Faktoren sind wegen ihres Wechsels und ihrer Verschiedenartigkeit kaum unter einem Gesamtaspekt im Hinblick auf das Verkehrsgeschehen auf einem viel befahrenen Seekanal rechnerisch zu erfassen. Ihnen wird man zweckmäßigerweise durch einen entsprechenden Sicherheitszuschlag bei der Verkehrsbreite sowie durch verkehrslenkende Maßnahmen in extremen Fällen Rechnung tragen, wie dies beim Nord-Ostsee-Kanal geschieht.

Die errechneten Zuschläge zur Schiffsbreite lassen sich in einem Diagramm darstellen.

Im Nord-Ostsee-Kanal werden die Zuschläge zur Schiffsbreite auf der Basis eines mittleren Derivationswinkels von 5° und der engsten zu durchfahrenden Kurve mit einem Radius von 2500 m errechnet und in einem Diagramm dargestellt (Abb. 32). Die z. T. größeren Derivationswinkel bei Binnenschiffen werden nicht besonders berücksichtigt, weil Binnenschiffe wegen ihres geringen Tiefgangs über den von Seeschiffen befahrbaren Fahrstreifen hinaus auf den hinreichend breiten Böschungsbereich ausweichen können.

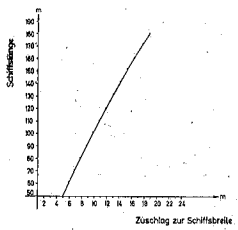


Abb. 32: Fahrbahnverbreiterung im Nord-Ostsee-Kanal

Mit Hilfe dieses Diagramms läßt sich unter Berücksichtigung des Kanalprofils, des Fahrbereiches (F) mit 62 m Breite und der Tiefgänge (Tg) der Fahrzeuge ermitteln, bis zu welcher Größe Schiffe oder Kategorien von Schiffen einander auf der Kanalstrecke außerhalb der sog. „Weichen" begegnen können:

Beispiel

Fahrzeug A: L = 170 m; B = 21 m; Tg = 9,5 m : VB_A = 38,41

Fahrzeug B: L = 75 m; B V 11 m; Tg = 3,7 m : VB_B = 18,06

Passierabstand = 62 m − (VB_A + VB_B) = 62 m − 56,47 m = 5,53

Diese Kenntnis ist die Basis des Verkehrslenkungssystems auf dem Nord-Ostsee-Kanal.

4.3 Verhalten von Seeschiffen im Küstengewässer

Beim Fahren von Seeschiffen in begrenztem Fahrwasser werden Einflüsse wirksam, die mehr oder weniger nachteilige Auswirkungen auf die Manövrierfähigkeit haben, insbesondere

— die Herabsetzung der Steuerfähigkeit der Schiffe bis zum „Aus-dem-Ruder laufen", wobei die äußeren Kräfte die Ruderkraft übersteigen können;

— die Gefahr der Grundberührung durch Absenken des Wasserspiegels und Tiefertauchen des fahrenden Schiffes, dem sog. „squat";

— die Vergrößerung des Tiefgangs und Verringerung der Manövrierfähigkeit durch Seegang und Dünung in Hafen- und Fahrwassereinfahrten, die sich im allgemeinen besonders auf beladene Schiffe auswirkt.

In der südlichen Nordsee und in der Ostsee machen sich bereits Flachwassererscheinungen für schnelle und/oder tiefgehende Schiffe bemerkbar.

Die Forschungen auf dem Gebiet des Verhaltens von Seeschiffen beim Fahren in begrenztem Fahrwasser können zwar noch nicht als abgeschlossen betrachtet werden, doch konnten durch praktische Erfahrungen, wissenschaftliche Versuche und theoretische Überlegungen wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden.

Kollisionen infolge von „Hecksog" beim Überholen mit zu geringem Abstand, wie am 27. November 1974 auf der Elbe, oder durch den Einfluß des geringeren Kanalquerschnitts bei Parallelkurs vom Übergang aus einer Weiche mit breiter Wasserfläche in ein enges Kanalstück, wie am 31. 12. 1974 im Kiel-Kanal, ereignen sich relativ selten. Dagegen wirft der zunehmende Schiffsverkehr mit immer größeren und schnelleren Schiffen das Problem auf, welcher höchstzulässige Tiefgang zur Vermeidung einer Grundberührung und welche noch vertretbare Geschwindigkeit zur Vermeidung von Beschädigungen an Ufern, festgemachten oder fahrenden Fahrzeugen möglich ist.

Bei der Testfahrt eines vollbeladenen 48 000-tdw-Tankers auf der Elbe wurde eine Tiefertauchung allein durch „squat" von 0,50 m ermittelt. Die Festsetzung des Höchsttiefganges, der sowohl der Sicherheit als auch der wirtschaftlichen Ausnutzung am besten gerecht wird, ist abhängig von den örtlichen Verhältnissen (der Breite und Tiefe des Fahrwassers, der Strömung, der Wetterlage etc), so daß es schwierig ist, allgemein gültige Regeln für alle Häfen und Fahrwasser aufzustellen.

Unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse wird in der Bundesrepublik Deutschland der zulässige Tiefgang im Einvernehmen mit den Lotsen von der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung festgelegt, wobei in den Nordseehäfen eine keelclearance von 10 — 12 %, in besonderen Fällen (hoher Seegang und Dünung) von 15 % zugrundegelegt wird. Erforderlichenfalls werden etwa 2 % Tiefertauchung beim Übergang von Seewasser in Süßwasser berücksichtigt. Für außergewöhnlich große Schiffe, z. B. bei der Überführung von der Bauwerft oder dem Reparaturdock oder für schnelle Containerschiffe, sind spezielle Regelungen erforderlich.

Als besonders zu lösendes Problem war in den vergangenen Jahren das Durchfahren der Vegesacker Kurve an der Weser von den auf einer Bremer Werft gebauten Supertankern. Während die Überführungen weserabwärts der im Jahre 1969 begonnenen Serie von 250 000-tdw-Tankern noch ohne große Schwierigkeiten durchgeführt werden konnten, waren für die Fahrt des ersten im Jahre 1975 fertiggestellten „Europa Tankers", der „Johannis Colocotronis", umfangreiche Untersuchungen erforderlich. Dieses Schiff mit 391 000 tdw bei 370 m Länge und 64 m Breite ist das größte bisher weserabwärts gebrachte Fahrzeug. Im kritischen Bereich der Vegesacker Kurve ist eine Kursänderung von 78° über eine Distanz von 1 sm bei einer Fahrwasserbreite von 120 — 190 m erforderlich. Messungen an den 250 000-tdw-Tankern und Modellversuche in der Hamburgischen Schiffbauversuchsanstalt haben ergeben, daß diese

Schiffe nicht mehr mit eigener Kraft diese Kurve durchfahren können, ohne daß die Sohllinie des Fahrwassers durch das Achterschiff überfahren wird. Das Schiff mußte daher mit Hilfe von 6 Schleppern durch diesen Kurvenbereich bugsiert werden.

4.4 Messungen über das Verhalten von Großtankern während der Revierfahrt im Jadefahrwasser

4.4.1 Vorbemerkung

Das Jadefahrwasser wurde von einer ehemaligen Tiefe von 10 — 12 m u. MSpTnw (SKN) auf eine Tiefe von 19 — 20 m unter SKN ausgebaut, die es vollabgeladenen 250 000-tdw-Tankern mit einem Tiefgang von 20 m erlaubt, in enger Anlehnung an die Tide die Umschlaganlagen bei Wilhelmshaven zu erreichen (Abb. 33).

Die Ausbaubreite des Fahrwassers wurde auf der Grundlage der bisher vorliegenden Erfahrungen einheitlich auf 300 m festgelegt.

Messungen über das tatsächliche Verhalten der VLCCs während der Revierfahrt sollen insbesondere im Bereich der Kurswechselpunkte Aufschluß über eine evtl. erforderliche Erweiterung des Fahrwassers geben.

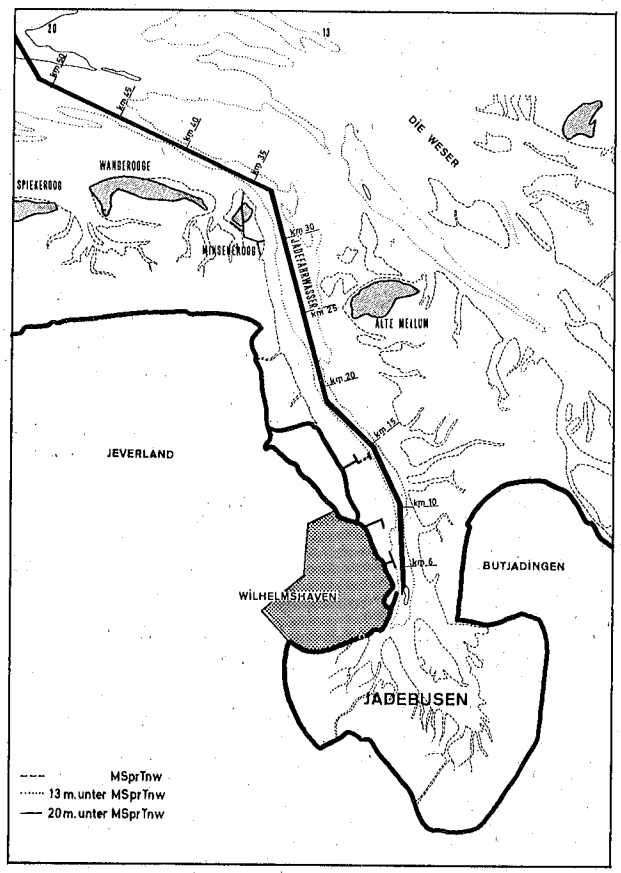


Abb. 33: Die Jade

4.4.2 Morphologische und hydrologische Verhältnisse

Das Fahrwasser liegt in einem vorwiegend sandigen Ästuar. Die sich nach der Vertiefung einstellenden Unterwasserböschungen haben überwiegend die Steilheit von 1:50 und dürften damit die Rückstromverhältnisse für das fahrende Schiff nicht maßgeblich beeinflussen (Abb. 34).

Die Fahrwassersohle ist im äußeren Bereich weitgehend eben und geht erst ab ca. Fahrwasser-km 42 in eine Riffelsohle über. Besonders im Teilbereich II, siehe Abb. 33, beim Übergang von der Außenjade zur Innenjade erreichen die Riffel Höhen von 5 m, im Einzelfall bis 7 m. Im inneren Fahrwasserbereich nehmen die Riffel wieder an Mächtigkeit ab und liegen bei ca. 2 — 3 m Höhe. Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Jade erreichen Werte bis über 2 m/sec. Während der eng an den Tidehochwasserscheitel angelehnten Revierfahrt läuft jedoch nur noch ein Strom von im allgemeinen weniger als 1 m/sec. Die Richtungen der Strömungen divergieren 3 bis max. 24° von der Fahrwasserrichtung, wobei Sohlströmung und Oberflächenströmung weitgehend parallel sind. Die Sohlströmungen liegen gegenüber den hier angegebenen Oberflächenwerten um ca. 10 % niedriger (s. Abb. 35).

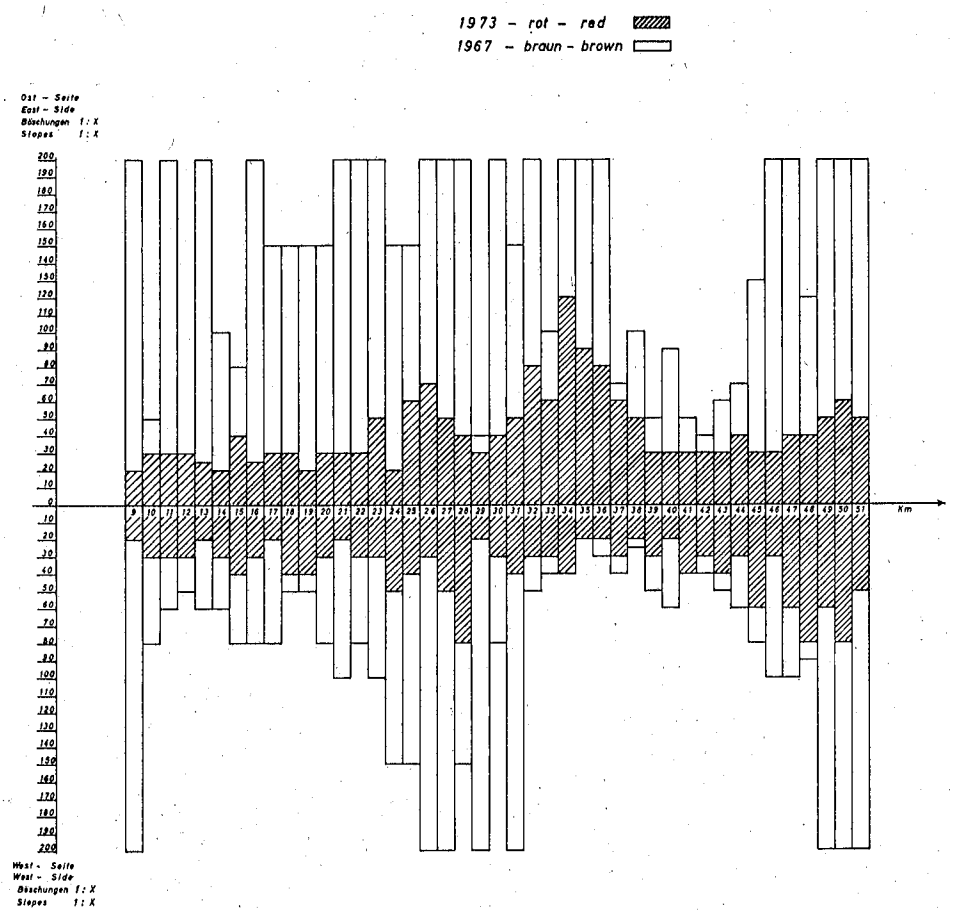


Abb. 34: Querprofile im Jadefahrwasser

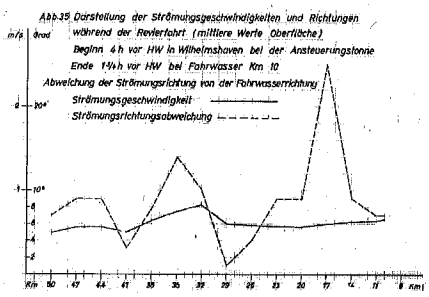


Abb. 35: Darstellung der Strömungsgeschwindigkeiten und Richtungen während der Revierfahrt

4.4.3 Verlauf des Fahrwassers

Das Fahrwasser wird von der See her über einen Kurswechsel von rd. 16° bei niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten und im Bereich der flachsten Unterwasserböschungen angesteuert. Nach ca. 12 km folgt der erste Kurswechselpunkt mit 12° nach Backbord, dem sich im Abstand von rd. 1300 m ein weiterer Kurswechsel um 24° nach Steuerbord und nach rd. 2900 m ein Kurswechsel um 36° wieder nach Steuerbord anschließt. Der engste Kurvenradius in dieser Kurswechselreihe beträgt rd. 1500 m. Nach weiteren rd. 24 km folgt ein Kurswechsel um 30° in einen Fahrwasserbereich, in dem die Abweichung zwischen Strömungsrichtung und Fahrwasserrichtung mehr als 20° erreicht. Es folgen zwei weitere Kurswechsel mit 20° und 24°.

4.4.4 Reviernavigationshilfen

Das Fahrwasser ist durch Torbetonnung im Abstand von ca. 2000 m bezeichnet. Der Außenbereich bis Fahrwasser-km 37 wird bei Nacht zusätzlich durch ein scharfgebündeltes Leitfeuer und ab km 33,5 durch Richtfeuerlinien gekennzeichnet. Eine Funkortungskette mit Radarüberwachung ist erst im Aufbau.

4.4.5 Meßmethode zur Untersuchung des Kursverhaltens

Um das genaue Kursverhalten der Tanker, den Ablauf der einzelnen Kurswechselmanöver sowie die Steuer- und Maschinenkommandos erfassen zu können, wurde zunächst während fünf Revierfahrten eine Meßmannschaft mit einem Hi-Fix-Empfänger an Bord der Tanker gebracht. Über die Aufzeichnung der Hi-Fix-Koordinaten im Abstand von jeweils 30 Sek., im Kurswechselbereich und 1 Minute auf gerader Strecke und der jeweils anliegenden Kurve wurde die Lage des Tankers mit einer Ortungsgenauigkeit von etwa ± 10 m aufgenommen.

Abmessungen der untersuchten Tanker

Fahrt	Länge m	Breite m	Tiefgang m	tdw	
A	326	49	20	240 000	
B	326	49	20	240 000	
C	343	52	19	280 000	
D	337	55	14	275 000	(Teilladung)
E	284	43	17	140 000	

Metereologische Verhältnisse während der Fahrten

Die Windstärken während der Untersuchungen betrugen im Mittel zwischen Bft 3 — 4 max. 5. Eine Vermessung wurde bei Sichtweiten bis unter 300 m, eine weitere bei Nacht und klarer Sicht vorgenommen, die drei übrigen Vermessungen fanden bei Tag bei mittleren Sichtverhältnissen statt.

Ergebnisse der Untersuchungen

In den Abb. 36 — 39 sind zusammenfassende Darstellungen der Meßergebnisse wiedergegeben.

Für die Frage nach der erforderlichen Breite des Fahrwassers wurde besonders die Abweichung der Fahrwasserrichtung von der tatsächlichen jeweiligen Tankerrichtung dargestellt und der während der verschiedenen Tankerfahrten überstrichene Fahrwasserbereich in den wichtigsten Kurswechselpunkten wiedergegeben. Es zeigt sich hierbei, daß die Abweichung der Richtungen allgemein unter 6° bleibt. Nur in dem Kurswechselpunkt bei km 19 beim Eindrehen in einen Fahrwasserbereich mit verhältnismäßig hoher Diverganz zwischen Strömungsrichtung und Fahrwasserrichtung (s. Abb. 35) traten höhere Richtungsabweichungen bis zu 21° auf. In der Darstellung der überstrichenen Fahrwasserbereiche zeigt sich jedoch (s. Abb. 39), daß auch hier alle Tanker innerhalb des Fahrwassers bleiben. Bemerkenswert ist dabei, daß die beiden größeren Tanker A und B die Kurve mit den geringsten Kursabweichungen fuhren und sich am mittigsten im Fahrwasser verhielten. Ähnlich mittigen Kurs, jedoch mit größerem Breitenbedarf fuhr Tanker C, während der teilabgeladene Tanker D und der kleinere Tanker E die größten Abweichungen von Fahrwasserrichtung und Tankerrichtung zeigten, wahrscheinlich aufgrund des leichteren Drehverhaltens.

Deutlich wurde darüber hinaus, daß im Teilbereich II der relativ enge Radius minimal 1500 m nur schwer eingehalten werden kann und hier eine Ausweitung der Trasse zum Bogenäußeren hin geraten zu sein scheint sowie eine Abflachung der Kurve im Innenbereich bei km 33,5 mit einer anschließenden Erweiterung bei km 33 zum Bogenäußeren hin (s. Abb. 38).

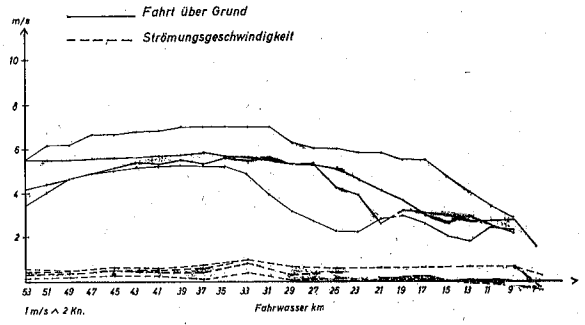


Abb. 36: Bandbreite der Fahrgeschwindigkeit über Grund und der Strömungsgeschwindigkeiten während der vermessenen Revierfahrten

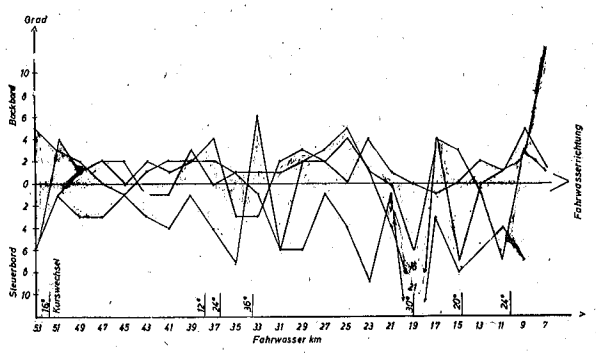


Abb. 37: Bandbreite der Abweichung der Fahrwasserrichtung und der Tankerrichtung während der vermessenen Revierfahrten

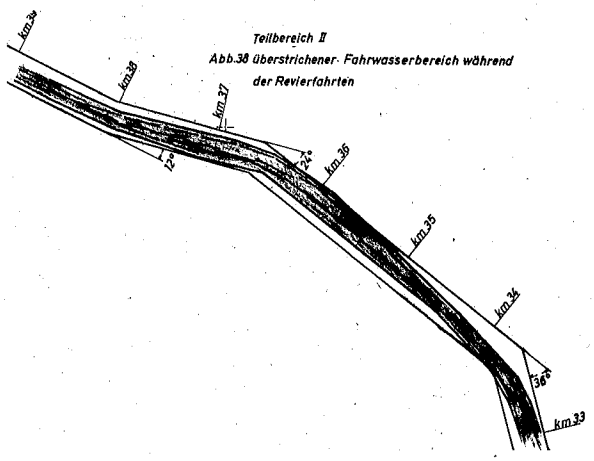


Abb. 38: Überstrichener Fahrwasserbereich während der Revierfahrten

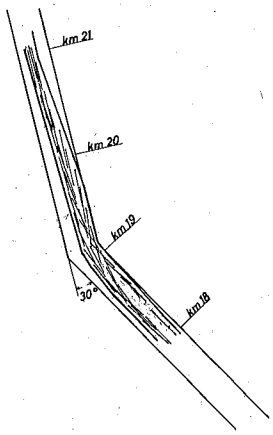


Abb. 39: Überstrichener Fahrwasserbereich während der Revierfahrten

Ein deutlicher Einfluß der Unterwasserböschungen auf das Fahrtverhalten der Tanker auch bei unterschiedlichen Neigungen ließ sich aus den bisher vermessenen Fahrten nicht ablesen. Desgleichen zeigten die unterschiedlichen Sohlformen bei den bisher durchgeführten hydronautischen Untersuchungen keinen Einfluß. Dies kann aber u. U. auch darauf zurückzuführen sein, daß die UKC in den extremen Riffelstrecken allgemein über 10 % des Schiffstiefganges liegt und somit keine zu starken Druckunterschiede unter dem Schiffsboden und in dem Schraubenanstrom auftraten.

Obwohl die bisher durchgeführten Messungen noch kein abschließendes Urteil erlauben, scheint sich abzuzeichnen, daß durch genaue Ortungsmöglichkeit während der Navigation sich Kurse in den Kurswechselbereichen steuern lassen, die keine oder nur eine sehr geringe Erweiterung der Trasse verlangen.

Das hier im einzelnen nicht wiedergegebene Verhalten des VLCCs auf gerader Strecke zeigt, daß hier bei einer Trassenbreite von 300 m auch ein sicheres Begegnen zweier VLCCs möglich ist, wobei im Regelfall allerdings eins der Schiffe nach Leichterung in Wilhelmshaven nicht mehr streng trassengebunden ist.

Nach Betriebsaufnahme der im Aufbau befindlichen Funkortungsanlagen mit Radarüberwachung ist zudem mit besseren Navigationshilfen zu rechnen, so daß ideale Kurslinien noch genauer eingehalten werden können.

4.5 Maßnahmen zur Erhöhung der Verkehrssicherheit

Der Schiffsverkehr auf der Elbe liegt seit 1964 bei etwa 100 000 Durchfahrten/Jahr (ein- und ausgehender Verkehr); die Schiffe sind im Durchschnitt seit der Zeit größer und schneller geworden. Seit Inbetriebnahme der Landradarstationen im Jahre 1965 wird auch bei Nebel die Fahrt fortgesetzt, Verkehrszusammenballungen konnten vermieden werden.

Die Sicherheit des Schiffsverkehrs auf der Elbe konnte — obwohl die Schiffahrt heute bei Nebel weiterläuft — wesentlich verbessert werden.

Zur Herabsetzung der Unfälle von 78 (34 Kollisionen, 44 Grundberührungen) im Jahre 1964 auf 55 (22 Kollisionen, 33 Grundberührungen) im Jahr 1975 trugen folgende Maßnahmen bei:

1. Inbetriebnahme der Landradarstationen und Beratung der Schiffahrt durch Lotsen bei unsichtigem Wetter oder auf Anforderung

2. Alle 2 Stunden Ausstrahlung wichtiger nautischer Nachrichten
3. Verbesserung der sicheren Ansteuerung der Elbe durch zusätzliche Betonnung und Befeuerung, Auseinanderziehen der Positionen des Feuerschiffes „Elbe 1" und der Lotsenversetzstation.
4. Einrichtung eines Verkehrstrennungsgebietes in der Ansteuerung zum Feuerschiff „Elbe 1"
5. Verbesserung der Fahrwasserbezeichnung auf der Elbe insgesamt

Im NO-Kanal (Kiel-Kanal) ist zwar die Anzahl der Schiffe von 86 834 Durchfahrten (1964) auf 71 738 Durchfahrten (1975) zurückgegangen; aber auch hier hat die Zunahme größerer Schiffe das Unfallrisiko erhöht.

Trotzdem ist die Unfallhäufigkeit von 376 Unfällen im Jahre 1964 auf 178 im Jahre 1975 zurückgegangen. Diese für die Verkehrssicherheit positive Tendenz ist wesentlich auf folgende Maßnahmen zurückzuführen:

1. Im Laufe der letzten Jahre wurden auf einer Strecke von 40,6 km Länge die bis dahin notwendigen Aufstoppungen von Schiffen durch den Ausbau der Wasserspiegel- und Sohlenbreite vermieden.
2. Der Revierfunkdienst auf dem NOK ist verbessert worden; für Schiffe ohne UKW stehen tragbare Geräte zur Verfügung. Wichtige Mitteilungen werden zur Unterrichtung der Schiffahrt ausgestrahlt.
3. Wichtige Informationen zwischen Verkehrslenkungsstellen, Lotsenstationen und Schleusen werden per Fernschreiber ausgetauscht.
4. Alle Verkehrssignale sind auf Lichttagessignale umgestellt und einer bestehenden Verkehrssystematik angepaßt worden.
5. Natriumdampfleuchten, die sich insbesondere bei unsichtigem Wetter bewährt haben, finden bei Schleusen, Fähren und wichtigen Kanalstrecken Verwendung.

Die statistischen Angaben zeigen, daß durch die getroffenen Maßnahmen die Kollisionen und Grundberührungen erheblich verringert werden konnten; die Sicherheit des Schiffsverkehrs wurde so wesentlich verbessert.

5. Beschädigung von Uferböschungen und Fahrwassersohle am Nord-Ostsee-Kanal und Abhilfemaßnahmen

5.1 Allgemeine Angaben über den NOK

Der Ende des vorigen Jahrhunderts in Betrieb genommene rd. 100 km lange Nord-Ostsee-Kanal ist die meistbefahrene künstliche Seeschiffahrtsstraße. Im Rekordjahr 1974 durchfuhren fast 70 000 Schiffe — das sind etwa 200 Schiffe pro Tag — mit 90 Mio BRT den NOK in beiden Richtungen bei Tag und Nacht.

Nach seiner ersten Erweiterung 1914 bietet er sich der internationalen Schiffahrt bei einer Wassertiefe von 11 m für Tiefgänge bis 9,5 m an. Die Sohlenbreite beträgt 44 m und bei 1 : 2,25 bis 1 : 3 geneigten Unterwasserböschungen ergibt sich eine Wasserspiegelbreite von 102,5 m.

Seit 1965 wird der NOK mit seinen stark erodierten und nicht mehr standfesten Unterwasserböschungen auf ein Profil von 90 m Sohlen- und 162 m Wasserspiegelbreite ausgebaut. Die Wassertiefe bleibt unverändert.

5.2 Geologie und Baugrund

Der Nord-Ostsee-Kanal verbindet die Elbe bei Brunsbüttel mit der Kieler Förde. Er durchquert die bis zu 3 m tieferliegende Marsch und durchschneidet dann den bis zu 25 m hohen

Geestrücken. Bis Rendsburg folgt der NOK der Eiderniederung und erreicht schließlich in seinem östlichen Teil das holsteinische Hügelland.

Als Baugrund bietet sich daher eine breite Skala von der flüssigbreiigen Gyttja der Niederungsstrecke über die Torfe unterschiedlichster Wassergehalte, Feinst- bis Grobsande, Beckentone bis zu den schweren Geschiebemergeln der Oststrecke an.

5.3 *Ausbau und Unterhaltungszustand*

Das NOK-Trapezprofil ist gegenüber Angriffen aller auftretenden Kräfte wie Wellen, Strömung, Schiffsstoß, Eisgang und Ankerwurf lediglich im Bereich der Wasserlinie etwa von + 1 m bis − 2 m geschützt.

In erster Linie sind Kostengründe ausschlaggebend, weshalb die 33 m (1:3) bis 44 m (1:4) langen Unterwasserböschungen keinen zusätzlichen Schutz erhalten haben. Allerdings würden tiefreichende schwere Steinschüttungen auch zu einer kaum zu vertretenden Gefährdung dünnwandiger Seeschiffskörper führen, während leichtere Schutzschichten bei den täglich, ja fast stündlich eintretenden Böschungsberührungen durch Schiffseinheiten bis zu 30 000 BRT keine Gewähr für einen Dauerschutz bieten.

In weitgehender Abhängigkeit vom anstehenden Baugrund sind daher von den Wasserbauämtern Deckwerksformen entwickelt worden, die eine Optimierung des Unterhaltungsaufwandes zur Folge haben.

Unterhalb der geschützten Böschungszone haben im Laufe der Jahrzehnte, besonders verstärkt nach dem 2. Weltkrieg, unter Einfluß ständig wachsender Verkehrszahlen und Schiffsgrößen die Erosionsraten zunächst unbemerkt, ab 1965 aber durch systematische Peilungen belegt, ein erschreckendes Ausmaß angenommen:

— Aufsteilen der Unterwasserböschungen bis zum labilen Gleichgewicht
— Vertikale Böschungsabbrüche im Unterwasserbereich bis zu 6 m Höhe
— Unterspülen der Uferdeiche bis zu mehreren Metern (schwimmende Deiche) mit akuter Überflutungsgefahr für die bewohnten Niederungsgebiete
— Eintreiben des Erosions- und Rutschungsbodens aus den Böschungen in die Sohle mit der Folge von Tiefgangsbeschränkungen für die durchgehende Schiffahrt

Der desolate Zustand des Unterwasserbettes hatte unmittelbare Auswirkungen auf den Uferschutz. Selbst mit intensivsten Unterhaltungsmaßnahmen sind die Schutzwerke nicht mehr zu halten. Tief ins Land reichende Ausspülungen der Ufer sowie Rutschungen im Oberwasserbereich und Grundbrüche sind die Folge.

5.4 *Fahrverhalten*

Der NOK steht der Schiffahrt Tag und Nacht offen. Von einer bestimmten Schiffsgröße an besteht Lotsenannahmepflicht. Kanalsteurer werden vorgehalten.

Bis zu festgelegten Abmessungen ist der Kanal zweischiffig passierbar. Größere Einheiten begegnen sich in sogenannten Weichen, seeartigen Aufweitungen, die als Wartestellen mit Dalbenreihen ausgerüstet sind.

Einheiten bis zur Begegnungsgröße benutzen grundsätzlich die rechte Fahrwasserhälfte bzw. befahren je nach Tiefgang den Böschungsbereich.

In der Kurvenfahrt (Radius 1800 bis 6000 m) wird von den größeren Einheiten notwendigerweise der Außenbogen bevorzugt.

Der Schiffsverkehr wird durch Leitstellen überwacht und gelenkt. Die Geschwindigkeit ist festgesetzt auf 12 km/h für Schiffe von ≧ 14 000 BRT bzw. 8,5 m Tiefgang; für alle übrigen gelten 15 km/h, Überholmanöver sind nur in den Weichen zugelassen.

5.4.1 Schiffsstoß

Böschungsberührungen gehören am NOK zum Alltagsgeschehen. Sie sind bei den vielfältigen Einflüssen auf das den Kanal durchfahrende Schiff — Wind, Nebel, Eisgang, Strömung, einseitige Querschnittserweiterung, Maschinenschaden, Ruderversager u. a. — auch nicht vermeidbar.

Die Intensität des Schiffsstoßes reicht dabei vom „leichten Absetzen" bis zum stevenrechten Festfahren in der Böschung, aus dem es nur noch ein Befreien mit Schlepperhilfe gibt. Beteiligt sind alle Verkehrsgruppen vom Sportboot bis zum Luxusliner oder Tanker der noch zugelassenen Abmessungen.

5.4.2 Strömungswirkungen

5.4.2.1 Grundwasser und kurzfristige Wasserstandsschwankungen

Bis auf wenige Ausnahmen besteht auf den rd. 100 km Kanallänge eine zum Teil erhebliche Differenz zwischen Kanalwasser- und anschließendem Grundwasserspiegel. In den Einschnittsstrecken gewährleisten die durchlässigen Deckwerke einen gefahrlosen Wasserstandsausgleich, während in der Niederungsstrecke eine sehr rasch eintretende Selbstdichtung den besonderen Einbau von Dichtungsschichten überflüssig macht.

Durch den Einbau leistungsfähiger Filterschichten werden auch die kurzfristig auftretenden Absenkungen infolge Schiffsvorbeifahrt beherrscht. Hierbei kommt dem unteren Abschluß des Deckwerks eine besondere Bedeutung zu. Stützende Fußpfahlreihen in der Wasserspiegellinie — durchweg mit einem Gürtel aus Vorwurfsteinen gesichert — waren über Jahrzehnte hinweg die bewährte Standardausführung.

5.4.2.2 Rückströmung

Die bei der Schiffsdurchfahrt entstehende Rückströmung verteilt sich in Abhängigkeit von dem jeweiligen Verhältnis n fast gleichmäßig über den gesamten Querschnitt. Sie nimmt am NOK Werte (gemessen) bis zu 2,5 m/sec an und führt auf Sohle und Böschungen (ungeschützt) durch Beschleunigungs- und Turbulenzerscheinungen zu beachtlichem Bodentransport, der in seiner Tendenz zur Sohle gerichtet ist.

5.4.2.3 Schraubenstrom

Der Schiffsschraubenstrahl wirkt örtlich begrenzt aber konzentriert auf Böschungen und Sohle. In Verbindung mit der Rückströmung führt er zu einer gefährdenden Verteilung des Erosionsbodens auf der Sohle. Im NOK-Bereich wird folgendes Bild durch die Routinepeilungen ständig bestätigt:

— In geraden Kanalstrecken bauen sich etwa in den Drittelpunkten der Sohle 2 Längsrücken auf,

— zwischen diesen Längsrücken, besonders aber im Brechpunkt Sohle/Böschung kommt es zu Austiefungen (Längsgräben), die die Standsicherheit der Böschungen gefährden, zumindest aber die Böschungserosion beschleunigen.

— In Kurvenstrecken entsteht nur ein Längsrü-cken, und zwar auf der Innenseite des Fahrwassers, während die Austiefung auf der Kurvenaußenseite noch gravierender ausfällt (3 m gegenüber Solltiefe gemessen!).

5.4.2.4 Schiffswellen

Aus der Schiffsfahrt entstehende Wellen führen am NOK zur stärksten dynamischen Belastung der Uferschutzwerke. Sie sind ausschlaggebend für die Breite der geschützten Zone, die Einzelgewichte der verwendeten Baustoffe oder die Qualität einer möglichen Verklammerung

(Pflasterung, Setzpack, Fugenverguß, Aufhängung). Aufgrund jahrelanger Beobachtungen ist für den Einfluß aus Schiffswellen am NOK eine Grenztiefe von etwa 2 m anzusetzen. In größerer Wassertiefe überwiegen die Einflüsse aus der Rückströmung, die nur bei einem Vollschutz des Profils neutralisiert werden könnten.

5.4.3 Ankerwurf

Generell wird es sich auf der freien NOK-Strecke nur um Notankerungen bei besonderen Gefahrensituationen handeln. Sie zu unterbinden, könnte nur größere Gefahren heraufbeschwören (Kollisionen/Havarien).

Spezielle Versuche wurden am NOK bisher nicht durchgeführt. Bei grasenden Ankern wird eine Eindringtiefe bis zu 3 m (je nach Bodenart) unterstellt und z. B. bei der Verlegung von Dükern berücksichtigt. Aussagen aus der Ankerbergung bestätigen diese Annahmen.

5.4.4 Eisgang

Der Einfluß von Eisgang auf die Uferdeckwerke ist möglicherweise früher am NOK etwas überschätzt worden.

Pflasterungen (glatte Oberfläche) wurden jedenfalls sehr stark mit der abweisenden Wirkung gegenüber Eisangriff begründet. Die zwischenzeitlich völlig eingestellten Pflasterungen haben jedoch nicht zu höheren Schadensquoten geführt.

Der Beweis ist allerdings nicht schlüssig, da die winterlichen Wassertemperaturen durch Kühlwassereinleitungen generell gestiegen sind.

5.5. *Abhilfemaßnahmen*

Der in den Nachkriegsjahren zunehmende Verfall des Kanalbettes signalisierte vor dem Hintergrund ständig steigender Schiffsgrößen und -zahlen ein wachsendes Mißverhältnis zwischen Kanalquerschnitt und eingetauchtem Schiffsquerschnitt. Nach 1965 bei der Sogréah in Grenoble und der BAW in Karlsruhe durchgeführten Modellversuchen ergab sich bei Vorgabe einer vertretbaren jährlichen Erosionsrate von 1 m^3/lfdm für das NOK-Regelschiff von 14 000 tdw auch das an Binnenschiffahrtsstraßen seit Jahren gebräuchliche Bemessungsverhältnis von n = 7. Die vertretbare Erosionsrate war zuvor an der für Wasserbauten angemessenen Lebensdauer von 50 Jahren entwickelt worden.

Bei der Gestaltung des Kanalbettes sind grundsätzlich 3 Lösungen möglich:

— Senkrechte Seiteneinfassung vom Wasserspiegel bis zur Sohle

— Geböschte Seitenausbildung

— Kombinationen aus beiden vorhergehenden Lösungen

Alle Lösungen gehen am NOK von der Ausbildung einer ebenen Sohle aus.

Lösung 1 —vorwiegend als Spundwandausbildung zu sehen — erfordert den höchsten Investitionsaufwand, ist gegenüber den Kräften aus Strömung, Wellen, Wind und Eisgang am widerstandsfähigsten und daher sicherlich unterhaltungsarm. Bei beengten Platzverhältnissen kommt ihr besondere Bedeutung zu.

Lösung 2 —ist mit der Neigung der Unterwasserböschungen weitgehend abhängig von den Bodenverhältnissen. Dabei treten neben der Standfestigkeit der angeschnittenen ungeschützten Unterwasserböschung Stabilitätsprobleme beim Bauverfahren selbst auf, die die am NOK im allgemeinen ausreichende Neigung von 1 : 3 auf 1 : 4 zurückführen läßt. Zum Fließen oder zum Kollaps n igende Sande im Bereich alter Bodenablagerungen verdienen dabei besondere Beachtung.

Lösung 3 —oben senkrecht, unten Böschung — ist der Versuch, Hauptkräfteangriff und unterhaltungsarme Bauweisen wirtschaftlich optimal aufeinander abzustellen.

Bei gesamtwirtschaftlicher Betrachtungsweise wird eine Beschränkung des Profilschutzes auf den unmittelbaren Uferbereich nicht zu umgehen sein, wie dies auch bereits seit Bau des NOK geschehen ist. Seit der Kanalerweiterung 1914 hatte sich eine spezielle Deckwerksbauweise entwickelt:

— Natursteindeckwerk, gepflastert, oberhalb des Ruhewasserspiegels

— Holzpfahlreihe dicht an dicht in der Wasserlinie als Fußstützung des Deckwerks

— Natursteinschüttung als wasserseitige Sicherung der Fußpfahlreihe

— Naturgrandunterlage als Filter oberhalb des Ruhewasserspiegels

Dieser Uferschutz bewährte sich über Jahrzehnte, solange es gelang, die Sicherung und Stützung durch laufende Unterhaltung zu gewährleisten.

Die Vernachlässigung der Unterhaltung während des 2. Weltkrieges sowie die durch den gestiegenen Schiffsverkehr verstärkte Erosion unterhalb der Deckwerke ließen diese trotz intensiver Aufwendungen zum Einsturz kommen.

Aus den speziellen Beobachtungen und Gegebenheiten am NOK ergeben sich folgende Forderungen:

— Ungeschützte Unterwasserböschungen erodieren infolge Rückströmung auch bei Querschnittsverhältnissen $n \geqq 7$. Der dabei zur Sohle gerichtete Bodentransport erfaßt die ungeschützte Fläche fast gleichmäßig. Er ist unschädlich, solange genügend Boden von oberhalb nachgeführt wird. Bleibt dieser infolge Befestigung aus, bilden sich am Übergang Auskolkungen. Sie werden verstärkt durch Turbulenzen infolge unterschiedlicher Rauhigkeiten.

  Uferschutzwerke sollten daher langfristig Erosionsreserven — Unterwasserberme — enthalten, die eine Bauwerksgefährdung ausschließen.

— Die weitaus stärksten Kraftangriffe resultieren am NOK aus den Schiffswellen. Beobachtungen zeigen, daß die Wirkungen in einer Tiefe von rd. 2 m auslaufen (Grenztiefe).

  Senkrechte Uferschutzwerke mit einem Wasserpolster entsprechender Tiefe sind daher derartigen Beanspruchungen nicht ausgesetzt.

Vor rd. 10 Jahren am NOK nach diesen Überlegungen erbaute Deckwerke (Rader Lösung) haben seitdem weder Unterhaltungsarbeiten erfordert noch irgendwelche Schäden erkennen lassen.

Neuerdings werden auch mattenartige Deckwerkskonstruktionen erprobt, bei denen das Problem der Stützkonstruktion dadurch gelöst wird, daß sie zugfest ausgebildet und an ihrem oberen Ende im Bereich einer Überwasserberme verankert werden.

Thema 4

Verbesserung und Schutz der Wasserstraßen und ihrer Umwelt

Berichterstatter: Dipl.-Ing. H. Meyer, Ltd. Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte in Hannover; Rechtsanwalt H. U. Pabst, Geschäftsführer des Bundesverbandes der deutschen Binnenschiffahrt in Duisburg; Dipl.-Ing. B. Rümelin, Ministerialdirektor, Vorstandsmitglied der Rhein-Main-Donau AG in München; Dipl.-Ing. H. P. Tzschucke, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest in Mainz

Zusammenfassung

Die Verbesserung der Wasserstraße und ihres Nahbereichs unter Wahrnehmung des Umweltschutzes stellt ein sehr umfangreiches Thema dar, das wegen der gebotenen Kürze nur beispielhaft in Teilbereichen behandelt werden kann.

Flußregulierungen durch Leitwerke, Buhnen, Grundschwellen und Durchstiche dienen der Stabilisierung des Flußlaufes und haben erhebliche Erfolge im Hochwasserschutz erzielt. Dabei sind ein planmäßiger Ausbau über größere Flußstrecken und die Kenntnis der wasserbaulichen Grundlagen sowie das Berechnen und Erfassen aller Auswirkungen von erheblicher Bedeutung. Die Stauregelung eines Flusses mittels einer oder mehrerer Stauanlagen, sei es im Interesse der Wasserkraftnutzung, der Schiffahrt, der Sohlensicherung, des Grundwasserstandes, des Hochwasserschutzes oder aus anderen Gründen, stellt einen gravierenderen Eingriff in die natürlichen Verhältnisse eines Gewässers dar, als dies bei der Flußregulierung der Fall ist. Ein Abwägen aller Vorteile und Nachteile ist unabdingbar für einen landschaftsverbundenen Wasserbau. Schiffahrtkanäle dienen der Verknüpfung leistungsfähiger Wasserstraßen und dem Wasserstraßenanschluß von Industrieregionen. In letzter Zeit hat ihre Bedeutung für die Wasserversorgung einen besonderen Stellenwert erhalten. Parallel zu Flüssen verlaufende Seitenkanäle kommen wegen der damit verbundenen Nachteile für die Umwelt heute nicht mehr in Betracht. Bei der Planung und Ausführung der Kunstbauwerke einer Wasserstraße sind sowohl Funktionsgesichtspunkte als auch ein gefälliges Einfügen in die Landschaft zu berücksichtigen. Zu den Verbesserungen der Wasserstraße unter Wahrnehmung des Umweltschutzes gehört auch die Erhöhung der Verkehrssicherheit. Sicher zu gestalten ist die Fahrt der Schiffe bei Tag und Nacht sowie bei unsichtigem Wetter mit besonderer Berücksichtigung des Transportes gefährlicher Güter. Die Vielfalt der Maßnahmen erstreckt sich besonders auf Kennzeichnungen des Fahrwassers, einschließlich der Unterrichtung der Schiffahrt über besondere Fahrwasserverhältnisse, ferner auf Ausbau und Anwendung der Funkdienste, Fortentwicklung der Fahrregeln, einheitliche Standards im Bau und in der Ausrüstung der Schiffe, Kennzeichnung der Fahrzeuge nach Typ und Ladung, sicheren Umschlag auf der Basis europäisch einheitlicher Hafenvorschriften und nicht zuletzt auf die Gestaltung der Schleusen und Schleusenvorhäfen unter Beachtung des Umweltschutzes. Die im Herbst 1973 ausgelöste Krise auf dem Mineralölmarkt hat die Wertschätzung der von weltwirtschaftlichen Wechselfällen unabhängigen Nutzung der ausbauwürdigen Wasserkräfte erhöht. Ein anschauliches Beispiel für die im Laufe der Jahrzehnte veränderte Bewertung der Wasserkräfte ist die Donau, der längste Flußlauf unter den mitteleuropäischen Strömen. Der Schutz vor dem Hochwasser stellt eine der ältesten Formen des Umweltschutzes dar. Die Zusammenfassung des Wasserlaufs in einem geschlossenen Bett mit geringer Bettrauhigkeit und die beträchtliche Verringerung der Retentionsflächen haben einen schnelleren Abfluß der Hochwasserwellen und eine Erhöhung der Hochwasserspitzen zur Folge. Ein Abflachen dieser Hochwasserscheitel ist durch Retentions-

räume, Entlastungsgerinne und einen aufeinander abgestimmten Wehr- und Kraftwerksbetrieb möglich. Dabei muß das Verständnis auf Verzicht der Besiedlung eines Teiles der bisher nicht genutzten Retentionsflächen im Interesse des Umweltschutzes aktiviert werden. Die Sohlenerosion als Folge von Stauregelungen stellt eines der größten Probleme bei dem Ausbau der Flüsse dar. Ein umfangreiches Untersuchungsprogramm ist für den Oberrhein eingeleitet. Jeder Flußausbau hat Auswirkungen auf die Wechselbeziehungen zwischen Gewässeroberfläche und Grundwasserspiegel im Nahbereich. Deshalb sind umfangreiche wasserbauliche Ergänzungsmaßnahmen notwendig, die zusammen mit den schadenverhütenden Maßnahmen erhebliche Kosten verursachen. Die Grundwasseranreicherung aus dem Fluß kommt der Landwirtschaft und denjenigen Wassergewinnungsanlagen, die Grundwasser im Ufervorland fördern, zugute. Im Interesse der Wassergüte in den Wasserstraßen hat die Binnenschiffahrt — der umweltfreundlichste Verkehrsträger — einen Bilgenentölerdienst im Rheinstromgebiet eingerichtet. Damit wird der Hauptanteil der aus Binnenschiffen stammenden Wasserverschmutzung, nämlich 95 % aller Bilgeöle, vom Gewässer ferngehalten.

Die verbleibende geringe Summe (Haushaltsabfälle, Abwässer) der von Binnenschiffen verursachten Wasserverschmutzung ist gegenüber den großen Mengen wasserschädlicher Stoffe aus den Bereichen der Industrie, Städte und Gemeinden eine zu vernachlässigende Größe. Das Schiffspersonal, das ja auf dem Wasser lebt, hat ein vitales Interesse an diesen von ihm auszuführenden Maßnahmen zur Verbesserung der Wassergüte in den Wasserstraßen und handelt danach. Was die Nutzung des Nahbereichs einer Wasserstraße betrifft, so ist beispielsweise am Rhein im Durchschnitt ein Viertel der hochwasserfreigelegten Talflächen je zur Hälfte von der Industrie und von der Urbanisierung in Anspruch genommen. In dem durch Verkehrswege erschlossenen Nahbereich der Wasserstraßen sind Freizeitregionen für die Bevölkerung entstanden. Der Wildwuchs der Holzhütten, Zelte, Wohnwagen usw. an Flußufern ist in Verbindung mit den daraus resultierenden Abwasserproblemen erschreckend. Das Gemeinwohl bedarf des Eingreifens der öffentlichen Hand, um eine sinnvolle Ordnung in der Uferregion zu erreichen und durch eine ausreichende Überwachung zu gewährleisten.

Inhalt

	Seite
1. Wasserstraßenbau	78
1.1 Flußregulierung	78
1.2 Stauregelung	79
1.3 Schiffahrtkanäle	79
1.4 Querschnitt der Wasserstraße	80
1.5 Ufersicherung	82
1.6 Kunstbauwerke der Wasserstraße	83
2. Verkehrssicherheit auf Wasserstraßen	86
3. Energieerzeugung (Wasserkräfte)	88
4. Hochwasserschutz	89
5. Landeskultur	92
6. Wasserversorgung	96
7. Bemühungen der Schiffahrt um die Reinhaltung der Wasserstraßen	97
8. Nutzung des Nahbereichs der Wasserstraße	99

1. Wasserstraßenbau

1.1 Flußregulierung

Die Ziele der Flußregulierung durch Leitwerke, Buhnen und Grundschwellen sind Verbesserungen der Linienführung, des Wasserspiegelgefälles und der Querschnittsgestaltung bei verschiedenen Wasserständen.

Im einzelnen:

— Herstellen und Erhalten eines einheitlichen Flußbettes, wobei Inselbildungen, schlechte Übergänge und Ausweitungen beseitigt, Nebenarme und Stromspaltungen, soweit nötig, abgeriegelt werden.

— Abflachen von Krümmungen, u. U. auch Herstellen von Durchstichen bei zu starken Krümmungen.

— Regelung der Geschiebe- und Schwebstofführung.

— Herstellen der erforderlichen Fahrwassertiefe für die Schiffahrt, zumeist durch Einschränkung der Breite mittels Regulierungsbauwerken — Buhnen, Sohlschwellen und Parallelwerke —, wobei die Niedrig- und Mittelwasserregulierungen mit dem Ziel eines festgelegten, einheitlichen Flußbettes auszuführen sind, die Hochwasserregelung unter unumgänglichen Einschränkungen der Überschwemmungsgebiete, möglicherweise unter Hinzuziehung von Rückstaubecken, Überlaufpoldern sowie Hochwasserflutmulden.

Um schädliche Vertiefungen, Uferabrisse, aber auch Sohlenerhöhungen oder gar Verwilderungen zu vermeiden, ist der planmäßige Ausbau der Flüsse erforderlich. Die Kenntnis der wasserbaulichen Grundlagen und das Berechnen und Erfassen aller Auswirkungen sind bei jeder Maßnahme die Voraussetzung für eine einwandfreie Planung. Jede Einzelmaßnahme sollte nur als Bestandteil eines Ausbaukonzeptes für den gesamten Flußlauf gesehen werden.

Eine Flußregulierung wird in der Regel auf den mittleren Abfluß bezogen. Dieser entspricht ungefähr der bettbildenden und betterhaltenden Wasserführung. Aber schon eine weniger aufwendige Niedrigwasserregulierung bringt bereits wesentliche Verbesserungen.

Ein gutes Beispiel für eine Flußregulierung ist der Mittelrhein (Abb. 1). Er wird in der Weise ausgebaut, daß unter Zugrundelegung einer Niedrigwasserführung, die nur an 20 eisfreien Tagen erreicht oder unterschritten wird, eine konstante durchgehende Wassertiefe über größere Strecken erzielt wird. Der zu der vorgenannten Wasserführung und zu den entsprechenden Wassertiefen gehörige Wasserstand wird am Rhein als „Gleichwertiger Wasserstand" bezeichnet. Auf der 205 km langen Strecke zwischen Neuburgweier/Lauterburg und St. Goar beträgt

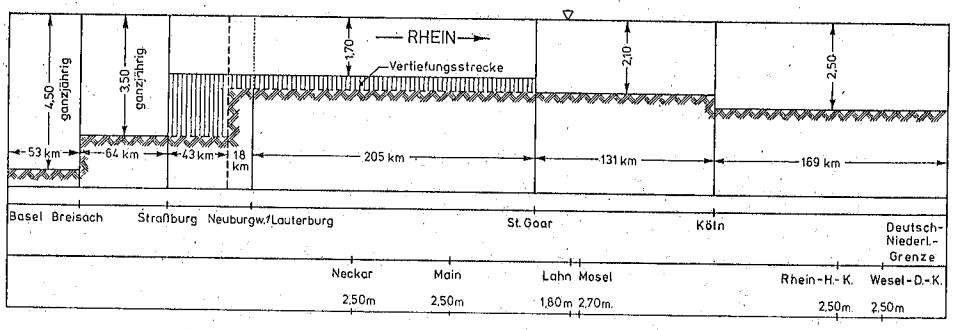


Abb. 1: Fahrrinnentiefen des Rheins beim Gleichwertigen Wasserstand (GIW) von Basel bis zur deutsch-niederländischen Grenze

diese Wassertiefe jetzt durchgehend 1,70 m unter GlW; der derzeitige Rheinausbau hat in dieser Strecke eine durchgehende Vertiefung auf 2,10 m zum Ziel. Auf der 131 km langen Strecke zwischen St. Goar und Köln ist diese Tiefe bereits vorhanden. Zwischen Köln und der deutsch-niederländischen Grenze weist die 169 km lange Rheinstrecke durchwegs eine Tiefe von 2,50 m auf. Dieses Beispiel zeigt aber auch, wie schwierig es ist, bei einer bestimmten Wasserführung eine konstante Wassertiefe zu erreichen. Die genaue Dimensionierung der Querbauwerke und der Leitwerke kann nur grob bestimmt werden und ist in den Rahmen längerer Ausbaustrecken einzupassen. Nachregulierungen werden zur Erreichung eines solchen Bauzieles unerläßlich. Die Vorteile einer Flußregulierung liegen offensichtlich darin, daß es möglich ist, die Eingriffe in die ufernahen Bereiche gering zu halten.

1.2 Stauregelung

Die Stauregelung eines Flusses mittels Stauanlagen stellt einen weit gravierenderen Eingriff in die natürlichen Verhältnisse des Gewässers dar, als dies bei einer Flußregulierung der Fall ist. Durch den Einbau von Staustufen, die sowohl feste wie auch bewegliche Wehre zum Bestandteil haben können, findet eine Anhebung des Wasserspiegels statt, so daß die bisherige Abhängigkeit der Schiffahrt von der Wasserführung ihre Bedeutung verliert.

Jede Stauhaltung führt dazu, daß der Fluß selbst, seine Breite, seine Tiefe, sein Gefälle, seine Ufer, seine Geschiebe- und Schwebstoffverhältnisse eine mehr oder weniger starke Umwandlung erfahren. Die biologischen und physikalischen Verhältnisse im Gewässer werden erheblich verändert.

Veränderungen im pflanzlichen und tierischen Leben ergeben sich daraus, daß die langsamere mittlere Fließgeschwindigkeit und der weitgehend gleichbleibende Wasserstand unmittelbar oberhalb von Stauanlagen zwangsläufig zu Änderungen der Lebensbedingungen für Fauna und Flora führt. Zwar ist es möglich, durch Fischtreppen und Aalleitern Verbindungen zu den einzelnen Stauhaltungen zu schaffen, dennoch empfiehlt es sich, auf diese Anlagen zu verzichten und jedes Jahr Fischarten auszusetzen, die in den einzelnen Stauhaltungen verbleiben. Da die Flüsse in den Industriestaaten heute stark verschmutzt sind und aus anliegenden Besiedlungen und Industrien Abwässer eingeleitet werden, die häufig nicht genügend geklärt sind, wirken sich die einzelnen Stauhaltungen als Nachklärbecken mit der Folge aus, daß sich Schlamm oberhalb der Staustufen absetzt und es zu einem Verfaulungsprozeß dieser Ablagerungen kommen kann. Daß sich diese Erscheinung katastrophal auszuwirken vermag, zeigt eine im Jahr 1973 am Wehr Landsbergern in der Mittelweser eingetretene Faulgasexplosion. In der Kammer eines Sektorwehrs hatten sich bei Durchführung einer Reinigung diese Gase entzündet.

Außerhalb des Flußbettes kommt es in gewissem Umfang zu Veränderungen in der Landschaft. Bei der Stauregelung von Flußläufen ist es unbedingt erforderlich, die damit verbundenen Vorteile und Nachteile gegeneinander abzuwägen.

1.3 Schiffahrtkanäle

Parallel zu Flüssen verlaufende Seitenkanäle, wie z B. am Oberrhein, kommen wegen der damit verbundenen Nachteile für die Umwelt heute nicht mehr in Betracht. Kanäle werden vorwiegend nur noch zur Verknüpfung vorhandener, aber voneinander getrennter Wasserwege zur Schaffung eines integrierten, leistungsfähigen Wasserstraßennetzes gebaut.

Hohe Auftragsstrecken sollten ebenso wie tiefe Einschnittstrecken vermieden werden, um die Landschaft nicht zu sehr zu zerschneiden. Andererseits ist ein Kanal für die Schiffahrt um so günstiger, je weniger Stufen (Haltungen) nötig sind.

1.4 Querschnitt der Wasserstraße

Die Schiffahrt ist für den Transport von Massengütern prädestiniert. Um diesen Verkehrszweig wirtschaftlich zu gestalten, ist anzustreben, möglichst große Schiffe unter voller Ausnutzung der Möglichkeiten, die der Verkehrsweg hergibt, verkehren zu lassen. Diesem Ziel dient der im Jahre 1961 gefaßte Beschluß des Ministerrates der Europäischen Verkehrsministerkonferenz, bestimmte Wasserstraßenklassen festzulegen und damit ein weitgehend einheitliches Wasserstraßennetz zu schaffen. Binnenschiffahrtsstraßen von überregionaler Bedeutung sollen mindestens der Wasserstraßenklasse IV zugeordnet werden, für die als Standardschiff das sogenannte Europaschiff mit 1350 t Tragfähigkeit und mit einer zulässigen Abladetiefe von 2,50 m bei 80 m Länge und 9,50 m Breite maßgebend ist. Zwar sind in den einzelnen Wasserstraßenklassen die Abmessungen für den benetzten Querschnitt nicht festgelegt worden; man war jedoch davon ausgegangen, daß eine optimale Dimensionierung nur nach einer angemessenen Berücksichtigung nautischer, hydraulischer, technischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte möglich ist.

Zahlreiche Modell- und Naturversuche bei Stillwasserkanälen im In- und Ausland haben hinsichtlich der Wasserstraßenklasse IVa und IVb zu einer Dimensionierung des benetzten Querschnitts von n = 7 (n = Verhältnis von Wasserquerschnitt zu eingetauchtem Schiffsquerschnitt) bei einer Wassertiefe von rd. 4 m geführt.

Für das Europaschiff ist hierbei eine Höchstgeschwindigkeit von v = 12 km/h zugrunde gelegt. Damit ist gleichzeitig die Möglichkeit gegeben, daß zweigliedrige Schubverbände mit größerem Querschnitt (Schubverbände mit zwei Europa-Leichtern II von 11,4 m Breite) verkehren können. Die Leistungsfähigkeit eines Verkehrsweges ist zwangsläufig auch abhängig von den schwächsten Gliedern im Zuge des Weges. Neben Einengungen des benetzten Querschnittes können ebensowenig störende Kreuzungsbauwerke in Kauf genommen werden. Für sie ist bei der Planung ein einheitliches Mindestlichtraumprofil zugrunde zu legen, das den zukünftigen Verkehrsbedürfnissen gerecht wird. Wie bei den künstlichen Wasserstraßen sind auch für natürliche Gewässer Mindestanforderungen zugrunde zu legen. Natürliche Wasserwege sollen ihren Charakter auch nach dem Ausbau weitgehend behalten.

Ein typisches Beispiel für die Schaffung von Flachwasserzonen und kleinen Inseln bietet die 1974 begonnene Umgestaltung der staugeregelten unteren Fulda zwischen Kassel und Münden (Abb. 2). Das Flußbett wird im Staubereich oberhalb der Staustufe Wahnhausen kaum geändert. Die angrenzenden Wiesen werden nach dem Überstauen in Flachwasserzonen umgewandelt, wo zahlreiche Wasserpflanzen angesiedelt werden sollen, um hier gleichzeitig gute Lebensbedingungen für Fische und Vögel zu schaffen. Auch kleine Inseln werden entstehen, die sicherlich eine große Anziehungskraft für Vögel ausüben werden. An den Rändern der Flachwasserzonen werden Wanderwege entlang führen.

Die Querschnitte von Schiffahrtkanälen sind in der Regel trapezförmig gestaltet. Je nach den örtlichen Untergrundverhältnissen ergibt sich eine Böschungsneigung von etwa 1 : 2,5 und flacher. Viel diskutiert, vorwiegend wegen Verminderung des Energiebedarfs der Schiffahrt, werden in jüngster Zeit die Vorzüge der Rechteckform des Kanalquerschnittes. Ein solches Profil hat bei relativ kleinem hydraulischen Radius und glatten Wandungen dem bewegten Wasser bei Schiffsdurchfahrt oder auch bei Wasserabführung für Energiegewinnung relativ geringe Reibungsverluste entgegenzusetzen. Ein derart glattes Kanalprofil mit vertikalen oder annähernd vertikalen Begrenzungen im Wasserspiegelbereich steht den Gesichtspunkten des Umweltschutzes jedoch entgegen. Es stellt u. a. für Mensch und Tier eine große Gefahrenquelle dar, da es als eine „Falle" angesehen werden muß, aus der man in der Regel nicht entweichen kann, wenn man sich einmal darin befindet. Das Rechteckprofil sollte trotz seiner Vorzüge für Schiffahrt und Energiegewinnung nur auf kurze Strecken dort Verwendung finden, wo andere Möglichkeiten der Profilgestaltung ausscheiden müssen.

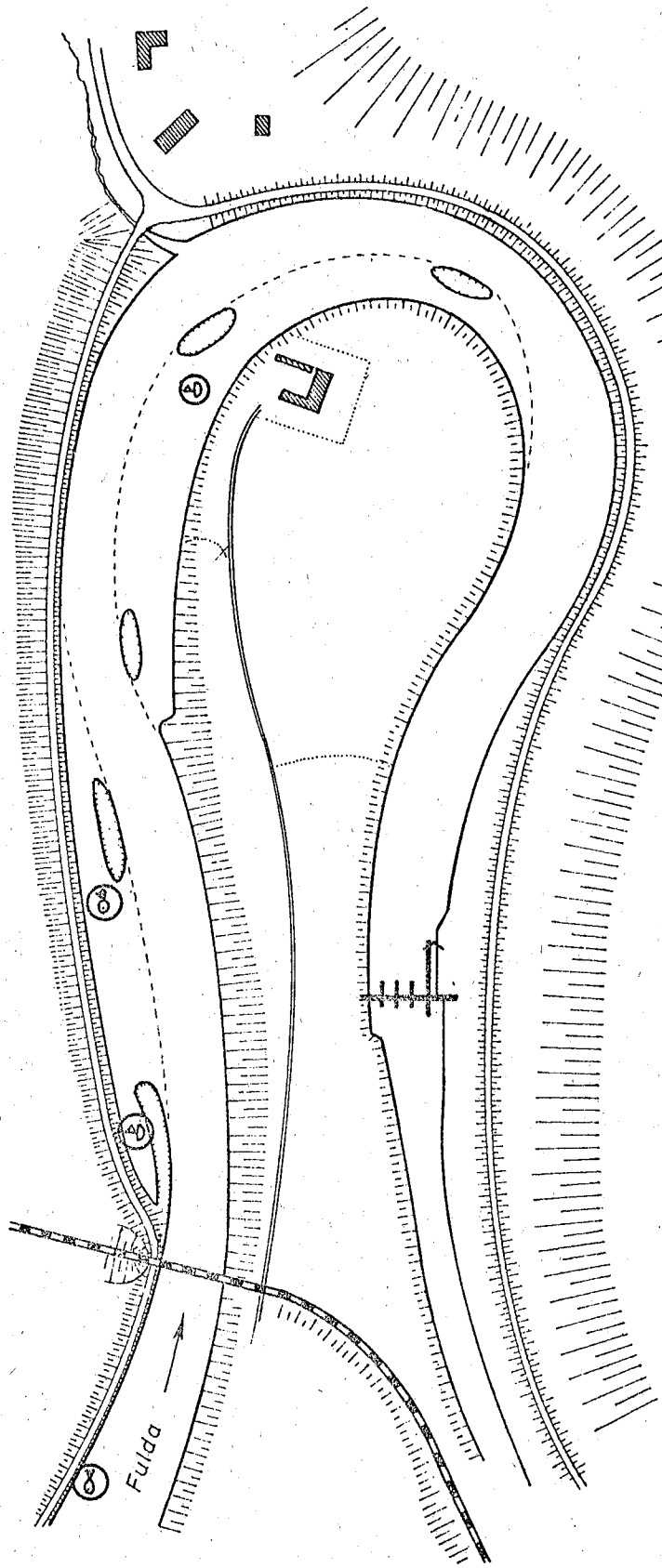


Abb. 2: Staustufe Wahnhausen

1.5 Ufersicherung

Je nach der erforderlichen Funktion sind Uferdeckwerke zu gestalten. Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen durchlässigen und undurchlässigen Deckwerken.

Die früheren Deckwerke an Flüssen waren in der Regel durchlässige Uferbefestigungen. Sie hatten zumeist einen Unterbau aus Buschmatten, Geröll und Kies. Darüber wurden Pflasterungen bzw. Steinschüttungen aus Naturstein angelegt. Derartige Deckwerke hielten oft Jahrzehnte den Beanspruchungen, die im wesentlichen aus dem fließenden Wasser resultierten, stand. Andersartig sind demgegenüber die Beanspruchungen in relativ engen Schiffahrtskanälen, deren Querschnittsgrößen über das hydraulisch erforderliche Maß kaum hinausgehen. Bei der Schiffahrt durch Stillwasserkanäle entstehen Rückstromgeschwindigkeiten von etwa 1 m/s bei einer Wasserspiegelabsenkung von 50 — 70 cm. Das Zusammenspiel von Bug- und Heckwellen mit Rückströmung und möglichem Wasserüberdruck im Böschungsbereich erfordert ganz besondere Maßnahmen. In Einschnittstrecken mit grundwasserführendem Untergrund, also in solchen Bereichen, wo der Kanalwasserspiegel allgemein tiefer liegt als der umgebende Grundwasserhorizont, wird man in der Regel durchlässige Deckwerke einbauen (Abb. 3). Diese sollen in der Lage sein, den Kanal mit Grundwasser zu speisen und damit das Kanalwasser laufend mit Frischwasser zu ergänzen. Da das Lösen von Bodenteilchen aus dem Untergrund unbedingt vermieden werden muß (Verhinderung von Erosionen), ist als erstes der Aufbau eines wirksamen Filters im Böschungsbereich erforderlich. Die Filterschicht wiederum ist durch eine Decklage zu schützen, die gleichzeitig Strömungsenergien teils reflektieren, teils umwandeln soll. Je besser die Funktion der Energieumwandlung erfüllt wird, um so schneller beruhigt sich das Gewässer nach einer Schiffsdurchfahrt. Als Filter können die nach den Filterregeln aufgebauten Naturstoffilter dienen, im Unterwassereinbau wird in wachsendem Maße auf Kunststoffilter zurückgegriffen. Nach mehrjähriger Entwicklungsarbeit ist die Kunststoffindustrie heute in der Lage, auf den anstehenden Untergrund abgestimmte Filtermatten herzustellen.

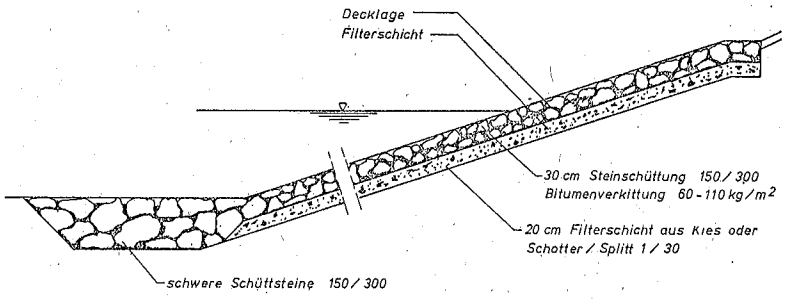


Abb. 3: Durchlässiges Deckwerk

Als Decklage kommen gebrochene Schüttsteine in Frage. Sie sollten aber miteinander flexibel verkittet sein (Bitumen), um das Auslösen einzelner Steine und damit den Beginn der Zerstörung der Decklage zu verhindern. Weiter können künstliche Formsteine (Betonsteine), die im Verbund verlegt werden, als Decklage dienen. Die Verlegung verläuft insbesondere im Unterwassereinbau weitgehend mechanisiert. Neuerdings werden durchlässige Asphaltdeckwerke erprobt. Staubereiche in Flüssen und solche Kanalstrecken, in denen der Wasserspiegel höher liegt als das Grundwasser im Ufervorland, sind besonders abzudichten. Hier kommt es darauf an, Sickerverluste zu vermeiden und die Uferregion vor Vernässungsschäden zu schützen. Das gesamte Fluß- bzw. Kanalbett in den entsprechenden Strecken ist mit einer besonderen Dichtungsschicht und darüber mit einer Schutzschicht auszustatten (Abb. 4). Die Dichtungs-

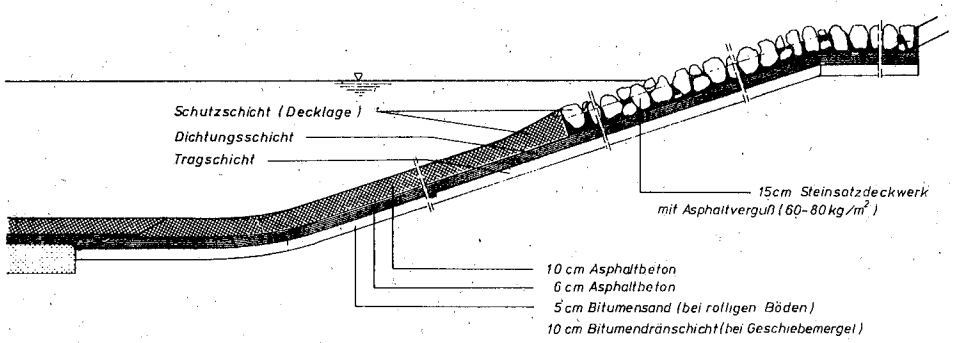


Abb. 4: Dichtes Deckwerk

schicht hat ausschließlich die Funktion der Abdichtung zu versehen, die Schutzschicht übernimmt im großen und ganzen die gleichen Aufgaben wie die Decklage des durchlässigen Deckwerkes. Während in früheren Zeiten die Dichtungsschicht fast nur aus Ton oder Stoffen mit Tonzusätzen, wie Hydraton usw., hergestellt wurden, die eine 50 bis 60 cm starke Schutzschicht aus Geröll und Schüttsteinen erforderlich machten, werden heute im stärkeren Maße Verfahren angewandt, in denen Dichtungs- und Schutzschicht vereinigt sind. Hier sind besonders die sehr verbreiteten Dichtungen aus Asphaltbeton zu nennen. Gerade bei der Anlage von dichten Deckwerken sollten die Gesichtspunkte der Schiffahrt und der Umwelt ernsthaft gegeneinander abgewogen werden (Tabelle 1).

1.6 Kunstbauwerke der Wasserstraße

Bei der Planung dieser Bauwerke (u. a. Stauanlagen, Schleusen, Kraftwerke, Pumpwerke, Brücken) sind sowohl Funktionsgesichtspunkte als auch ein gefälliges Einfügen in die Landschaft zu berücksichtigen.

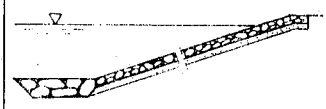
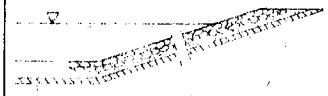
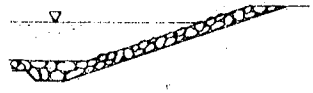
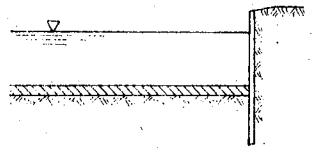
In einem engen, tief eingeschnittenen Flußtal können Wehre und Schleusen durchaus mit hohen Aufbauten ausgebildet werden, ohne daß sie das Landschaftsbild wesentlich stören. Das bedeutet für Wehre, daß als bewegliche Wehrkörper u. a. Zugsegmente, Dreigurt-Schütze und Walzenwehre eingebaut werden können. Für Schleusen bieten sich insbesondere bei großen Hubhöhen Hubtore am Unterhaupt an.

Im Flachland hingegen sollten hohe Aufbauten in der flachen Landschaft vermieden werden. Hier wird man mehr dazu neigen, Segmentwehre o. ä. einzubauen. An Schleusenunterhäuptern werden Stemmtore und Schiebetore bevorzugt, zumal hier normalerweise die Gefällshöhen nicht so groß sind. Stauanlagen sind in ihrer Gesamtkonzeption so anzulegen und anzuordnen, daß sie sich bei einem auftretenden Hochwasser nicht schädlich auswirken. Die Formgestaltung und die Größe der Abflußquerschnitte muß der zu stellenden Forderung auf ungehinderten Hochwasserabfluß gerecht werden. In der Regel wird der vollkommene Hochwasserabfluß durch die Wehröffnungen ermöglicht werden können. Es gibt aber Fälle, wo auch ein neben der Wehranlage liegendes Schleusenbauwerk und, soweit vorhanden, Wasserkraftanlagen mit zur Hochwasserabfuhr herangezogen werden können.

Stauanlagen bieten sich schließlich an zur Verbindung des Landverkehrs zwischen beiden Flußufern. Es gibt viele Beispiele dafür, daß Stauanlagen durch Straßenbrücken ergänzt sind und somit neben ihrer eigentlichen Funktion gleichzeitig der Verkehrsverbesserung zwischen den Regionen an beiden Flußufern dienen.

Tabelle 1

Beisp

	Systemskizze	Deckwerksart	Untergrund	
1		Durchlässiges Deckwerk	Feinsand	Filterschicht: Decklage:
2		Durchlässiges Deckwerk	Mergel, Schluff mit Feinsand	Filterschicht: Decklage:
3		Dichtes Deckwerk	Dammschüttung aus Sand und Kies	Dichtungsschicht: Schutzschicht: Decklage:
4		Dichtes Deckwerk	Dammschüttung aus Feinsand	Dichtungsschicht: Schutzschicht: Decklage:
5		Dichtes Deckwerk	Dammschüttung aus Sand	Dichtungsschicht: Schutzschicht: Decklage:
6		Spundwandeinfassung mit durchlässiger oder dichter Sohle	Eignung in fast allen Bodenarten	

r Deckwerksanlagen

Deckwerksaufbau	Schiffahrtsbelange	Umweltbelange
20cm dicker Mischkiesfilter 30cm dicke Steinschüttung Steinkantenlänge: 15 - 25 cm Verklammerungsart: Bituminöser Verguß 80 - 110 Kg/m^2 oder Metall - hüttenschlacke, Kantenlänge der gebrochenen Schlacke: 15 - 25cm	Die rauhe Decklage auf den Böschungen sorgt zwar für schnelle Beruhigung des Wassers, erfordert für die Schiffahrt jedoch erhöhte Antriebsenergien.	Für tierisches und planzliches Leben im und am Gewässer gut geeignet.
Kunststoff - Filtervlies mit besonderer Rauhigkeitsschicht. Hydr. - Filterstabilität 0,01 - 0,1 cm/s Beton - Verbundsteine; Steinabmessung 14cm x 14cm x 69cm Aufgehängtes Deckwerk System terrafix.	Betonverbundsteine können je nach Formgebung als Decklage auf den Böschungen für die Schiffahrt günstiger sein als Schüttsteine.	Tierisches Leben im und am Gewässer möglich. Ansaat von Reet und Gras in den Fugen führt zu einer guten Begrünung und damit entsprechenden Einpassung in die Landschaft.
30cm dicke Tonschicht Böschung: 20cm Kies und Geröll Sohle: 50cm Geröll 40 cm dicke Steinschüttung Steinkantenlänge 25 - 35cm	wie 1	wie 1
30cm dicke Steinschüttung, Kantenlänge 10 cm - 25cm voll vermörtelt mit 120 l/m^2 - kolloidaler Mörtel -	Die verhältnismäßig glatte Decklage auf Sohle und Böschungen bedingt geringere Energieverluste beim Schiffsantrieb.	Unter Wasser Algenbewuchs, förderlich als Nahrung für tierisches Leben. Unter Wasser sichtbare Beton - und Steinflächen ohne Bewuchs.
6cm Asphaltbeton auf 5cm Tragschicht aus Bitumensand Sohl - und Böschungsbereich unter Wasser 10cm Asphaltbeton Wasserspiegelbereich 15cm Steinsatzdeckwerk mit Asphaltverguß 60 - 80 kg/m^2.	Geringe Verluste beim Schiffsantrieb, daher sehr vorteilhaft für die Schiffahrt.	wie 4
ein besonderes Deckwerk, da Spundwandnfassung senkrecht oder annähernd enkrecht angeordnet ist.	Wegen der günstigen Profilgestaltung und der glatten Wandungen des Gewässerbettes für die Schiffahrt äußerst vorteilhaft.	Sowohl pflanzliches als auch tierisches Leben kaum möglich; zum Durchschwimmen für Mensch und Tier wenig geeignet; Leitern und Wildausstiege erforderlich.

2. Verkehrssicherheit auf Wasserstraßen

Verbesserungen der Wasserstraße unter Wahrnehmung des Umweltschutzes müssen auch im Sinne der Erhöhung der Verkehrssicherheit gesehen werden; sie können auf freien Flüssen durch vielfältige Maßnahmen erreicht werden. Sicher zu gestalten ist die Fahrt der Schiffe bei Tag und Nacht sowie bei unsichtigem Wetter mit besonderer Berücksichtigung des Transportes gefährlicher Güter.

Ist das Fahrwasser der Wasserstraße nicht durchgehend gleich tief und breit oder sind die Brückendurchfahrtshöhen unterschiedlich, bedarf es der Unterrichtung der Schiffahrt über die besonderen Fahrwasserverhältnisse„ unterteilt nach Strecken, durch von Zeit zu Zeit herauszugebende Merkblätter und Schiffahrtskarten. Vorhandene oder neu auftretende Abweichungen innerhalb dieser Strecken (Fehltiefen und Fehlbreiten) sind zu kennzeichnen. Schriftliche Information allein genügt insofern nicht. Fehlbreiten z. B. werden am besten durch Tonnen markiert. Auf Fehltiefen ist bevorzugt durch schiffahrtpolizeiliche Hinweisschilder und Funk-Wahrschau hinzuweisen. Die letztere Maßnahme ist im Hinblick auf die Radarfahrt bei allen unerwarteten Verkehrseinschränkungen und -hindernissen unentbehrlich.

Zur Kennzeichnung des Fahrwassers haben sich im übrigen am Rhein einheitliche Betonnungseinrichtungen nach Maßgabe des von der Rheinzentralkommission beschlossenen „Merkblatts über die Schffahrtszeichen auf dem Rhein" bewährt. Für die Fahrt bei Nacht und die Radarfahrt bei unsichtigem Wetter ist die Ausstattung der Tonnen mit Radarreflektoren oder anstelle der bei Hochwasser und Eis gefährdeten Tonnen die Aufstellung von Radar-Baken an Land (so am Niederrhein) wichtig. Hilfreich für die Nachtfahrt ohne Radar sind Orientierungslichter an Land, wie sie am Niederrhein und an der Donau nach einem zwischen Verwaltung und Schiffahrt abgestimmten Plan im Aufbau befindlich sind. Sofern eine besondere Wahrschau der Schiffahrt erforderlich ist, wird anstelle veralteter Flaggensignale die Lichtwahrschau bei Tag und Nacht als moderne Maßnahme angesehen, so wie sie sich auf der Mittelrheinstrecke seit Jahren bewährt hat.

Radar- und Funkabsprachen zwischen Berg- und Talfahrern über den Kurs gehören als Navigationsmittel zusammen. Soweit erforderlich, bedarf die Wasserstraße zusätzlicher Ausstattung. Deshalb wurde die gebirgige Mittelrheinstrecke im Jahre 1976 mit Funk-Relaisstationen ausgestattet als Voraussetzung für die Fahrt bei Nacht und unsichtigem Wetter auch zu Tal. Die fortschreitende Ausrüstung der Schiffe mit UKW-Funk ermöglicht die bereits angesprochene Funk-Wahrschau auf schwimmenden Anlagen. Diese Einrichtungen sind in ausreichender Zahl vorzuhalten und bei Bedarf (Fehltiefen, Hindernisse, havarierte Schiffe im Fahrwasser etc.) einzusetzen. Da die Funkausrüstung für die Fahrt mit Radar und beim Transport gefährlicher Güter auf dem Rhein bereits vorgeschrieben wurde, war die Nutzbarmachung für den Schadens- oder gar Katastrophenfall naheliegend. Eingerichtet wurde bei Radio Koblenz eine von der Wasserschutzpolizei besetzte Funk-Notrufstelle mit einer einprägsamen Rufnummer, über die im Falle der Gefahr des Freiwerdens gefährlichen Ladeguts alle notwendigen Informationen sowie Schutz-, Hilfs- und Rettungsmaßnahmen organisiert werden, wozu das Personal des betroffenen Schiffes allgemein und in seiner speziellen Situation nicht in der Lage ist. In den anderen Rheinuferstaaten sind ebenfalls Funk-Notrufstellen eingerichtet worden, über die auch der Warndienst der Wasserwerke wirksam vervollständigt werden kann.

Als von besonderer Bedeutung erwiesen hat sich die Fortentwicklung der Fahrregeln. Nachdem schon seit längerem die Rechtsfahrt bei Nacht und unsichtigem Wetter auf der holländischen Rheinstrecke sowie auf dem staugeregelten Oberrhein vorgeschrieben ist, erforderten die Ausbauarbeiten auf dem Mittelrhein ebenfalls die zunächst vorläufige Anordnung des abschnittweisen Rechtsverkehrs. Auf dem Niederrhein wurde ab 1. 4. 1975 versuchsweise die „geregelte Begegnung" der Schiffe eingeführt. Ein ganz beachtlicher Rückgang der schweren Havarien, insbesondere bei der Begegnung der Schiffe, ist die positive Auswirkung der geregelten Begegnung.

Wesentliches Gebot des Umweltschutzes in bezug auf die Wasserstraße ist schließlich die Gewährleistung eines einheitlichen Standards im Bau und in der Ausrüstung der Schiffe. Die Grundlagen hierfür geben der Rheinschiffahrt die Rheinschiffahrtsuntersuchungsordnung in der neuen am 1. 4. 1976 in Kraft getretenen Fassung und das ADNR 1972 *). Gleiche Vorschriften gelten für die übrigen Wasserstraßen der Bundesrepublik. Mindestens auch auf die Wasserstraßen der anderen Vertragsstaaten der Mannheimer Akte sind die genannten Vorschriften auszudehnen. Die Anpassung auf allen mitteleuropäischen Wasserstraßen erscheint geboten, gerade im Hinblick auf den grenzüberschreitenden Verkehr und besonders hinsichtlich des Transports gefährlicher Güter. Dabei sind die Bau- und Ausrüstungsvorschriften im Verbund mit den verkehrspolizeilichen Vorschriften zu sehen, die Bestimmungen auch über die differenzierte Kennzeichnung der Fahrzeuge nach Fahrzeugtyp und Ladung und über besondere Zeichen enthalten, wie z. B. das Bleib-weg-Signal (nach Auslösung selbsttätig ablaufendes Schall- und Lichtzeichen, welches anderen Fahrzeugen gebietet, alle Maßnahmen zur Abwendung der drohenden Gefahr zu ergreifen, insbesondere Zündquellen auszuschließen und aus der Gefahrenzone zu flüchten).

Besonderes Augenmerk ist nicht nur der Fahrt, sondern auch dem sicheren Umschlag zu widmen. Der Erkenntnis, daß internationale Einheitlichkeit der schiffahrtpolizeilichen Vorschriften in bezug auf die Wasserstraße, das Schiff und dessen Verkehrsverhalten geboten ist, muß die Einsicht folgen, auch die Hafenvorschriften zu vereinheitlichen. Ebenso wichtig wie die Regelung des Umschlags im einzelnen mit sicheren Anlegestellen, genormten Anschlüssen, automatischer Umschlagsicherung durch Füllstandsmessung und Überlaufsicherung mit organisierter Überwachung mittels Checklisten und sonstiger Überwachung ist die Gewährleistung entsprechender Normen und Standards; denn in der Vielfalt, die menschliches Fehlverhalten begünstigt und nicht, wie anzustreben, hiervon befreit, liegt die Quelle der Gefahr für die unmittelbare und mittelbare Umwelt. Um so mehr zu begrüßen ist die erneute vom Schiffahrtsgewerbe initiierte Ausarbeitung einer Musterhafenpolizeiverordnung durch die Länder der Bundesrepublik. Der sachgerechte Übergang der diesbezüglichen Kompetenzen auf den Bund würde die Grundlage für internationale Vereinheitlichung bei allen europäischen Binnenhäfen und Seehäfen bieten.

Die als Umweltschutzmaßnahmen zu begrüßenden Verkehrssicherheitsmaßnahmen aller Art, von denen vorstehend einige beispielhaft aufgeführt wurden, gelten nicht nur für freie Flüsse, sondern weitgehend auch für staugeregelte Flüsse und Kanäle. Zu den spezifischen Ergänzungen zählt insoweit die weitere Nutzbarmachung des UKW-Funks für die nautische Beratung in den Haltungen und bei der Einfahrt in die Schleusen, wie sich dies auf der Mosel seit Jahren bewährt hat und inzwischen auf den übrigen Kanälen und staugeregelten Flüssen ermöglicht wurde. Dabei gewinnen nicht nur die Vorteile des weitgehenden Verzichts auf lärmbelästigende akustische Signale, sondern auch spezielle Unfallschutzmaßnahmen Bedeutung. Der Funk ist daher auch so einzusetzen, daß dem Schiffspersonal der zeitaufwendige und manchmal gefährliche Gang zur Schleusenzentrale aus verwaltungstechnischen Gründen (Abgabenerhebung, Statistik etc.) erspart wird. Soweit und sofern dies (noch) unvermeidbar ist, bedarf es recht verkehrssicherer Festmachemöglichkeiten in den Vorhäfen mit beleuchteten Landstegen sowie in den Schleusen (bevorzugt Schwimmpoller und geeignete Kantenpoller) und geeigneter Steigleitern. Überhaupt sind alle Schleusen und -vorhäfen unter dem Gesichtspunkt des Umweltschutzes im Sinne des Unfallschutzes zu gestalten. Dazu gehören Einfahrleitwerke, die die gestreckte Schleuseneinfahrt ermöglichen, Markierungen der Schleusenkammerbegrenzung, der Schleusenmittelachse und des Kammerendes, Abstandsangaben, von den Schleusentoren unabhängiger Torschutz, Kantenschutz, Scheuerleisten, sichere Schachtgitter etc. Bei Schleusen mit großer Hubhöhe sind Geländer auf der Schleusenplattform hinter der Kantenpollerlinie wünschenswert.

*) ADNR 1972 = Verordnung über die Beförderung gefährlicher Güter der Binnenschiffahrt = Accord européen relatif au transport international des marchandises Dangereuses par voie de Navigation interieure. Das „R" steht für Rhin. BGBl. I 1971, Seiten 1851 ff.

3. Energieerzeugung (Wasserkräfte)

Der nach 1921 an Donau, Main und Neckar begonnene Bau von Schleusen und Wehranlagen in Verbindung mit Wasserkraftanlagen ist nach Ufersicherung und Hochwasserschutz durch Korrektionen aller Art im 19. Jahrhundert die dritte Stufe im Flußbau. Voraussetzung dafür war die geradezu stürmische Entwicklung im Bau von Turbinen, Generatoren und Wehrverschlüssen. Dabei konnten immer größere Fallhöhen und Abflußmengen bewältigt werden. Die untere Grenze der Wirtschaftlichkeit oder Rentabilitätsschwelle war in erster Linie durch Baukosten, Bauzinsen und Strompreise im Versorgungsgebiet bedingt; eine erhebliche Rolle spielte auch, ob die Kosten für die Stauerrichtung ganz oder teilweise der von der öffentlichen Hand finanzierten Wasserstraße angelastet werden konnten. Die im Herbst 1973 ausgelöste Krise auf dem Mineralölmarkt hat die Wertschätzung der von weltwirtschaftlichen Wechselfällen unabhängigen Nutzung der ausbauwürdigen Wasserkräfte erhöht.

Ein anschauliches Beispiel für die im Laufe der Jahrzehnte veränderte Bewertung der Wasserkräfte ist die Donau, der längste Flußlauf unter den mitteleuropäischen Strömen. Sieht man von kleineren Wasserkraftwerken an der Donau im Raum von Ulm ab, so ist das erste Flußkraftwerk mit Wehr und Doppelschleuse 1922 — 1927 oberhalb von Passau in der Kachletstrecke von der Rhein-Main-Donau AG erbaut worden; 1961 — 1964 auf eine Leistung von 53,7 MW modernisiert. 1952 — 1956 wurde die Jochensteinstufe, ein deutsch-österreichisches Grenzkraftwerk mit 132 MW errichtet. In der Donau zwischen Ulm und Kelheim, für die man schon früher einen Rahmenplan mit 19 Stufen aufgestellt hatte, ist 1959 — 1965 unterhalb der Illermündung eine aus 6 Stufen bestehende Kraftwerkskette mit insgesamt 52,5 MW gebaut worden; 1965 — 1971 folgte unterhalb der Lechmündung der Bau einer aus 4 Stufen bestehenden Kraftwerkskette mit 82 MW. Im Sommer 1975 hat man mit dem Bau der Wasserkraftwerke Bad Abbach und Regensburg mit zusammen 14,1 MW begonnen, wobei neben günstigen Baupreisen und dem Interesse des örtlich zuständigen Energieversorgungsunternehmens die für den Schleusenbau notwendige Stauerrichtung und der Zuschuß aus dem Investitionsförderungsgesetz der Bundesregierung in Höhe von 7,5 % der Baukosten ausschlaggebend waren. Noch vor Ende 1977 soll der Bau der beiden nächsten Wasserkraftwerke mit zusammen 44 MW im Zuge des Donauausbaues mittels Staustufen bei Geisling und Straubing begonnen werden.

Die Österreichischen Donaukraftwerke AG haben im Zuge des Donauausbaues mit Staustufen 1957 das Wasserkraftwerk Ybbs-Persenbeug mit 2oo MW und 1963 das Wasserkraftwerk Aschach mit 275 MW in Betrieb genommen. In einer Art von Taktverfahren folgten 1968 die Inbetriebnahme des Wasserkraftwerks Wallsee-Mitterkirchen mit 210 MW und 1973 die Fertigstellung des Wasserkraftwerks Ottensheim-Wilhering mit 183 MW. Im Mai 1976 wurde das größte österreichische Donaukraftwerk Altenwörth mit 330 MW in Betrieb genommen, die Bauarbeiten für das Wasserkraftwerk Abwinden-Asten unterhalb von Linz sind bereits im Gange. Projektiert sind noch 6 weitere Wasserkraftwerke, dabei ein mit der Tschechoslowakei zu errichtendes Grenzkraftwerk.

Ungewöhnlich groß und meist noch nicht genutzt ist das Wasserkraftpotential der Donau in den COMECON-Staaten. In der tschechoslowakisch-ungarischen Donaustrecke sind ein Wasserkraftwerk bei Gabcikovo mit 700 MW — nach einem bei Dunakiliti abzweigenden 25 km langen Seitenkanal — und ein Wasserkraftwerk bei Nagymaros mit 150 MW geplant. Eine jugoslawische Stufe bei Novisad ist in der Diskussion. Im Mai 1972 ist das jugoslawisch-rumänische Wasserkraftwerk Djerdap am Eisernen Tor mit einer Gesamtleistung von 2050 MW in Betrieb genommen worden. Eine weitere jugoslawisch-rumänische Wasserkraftstufe ist als Djerdap II mit 400 MW bei Gruja möglich. Die Vorarbeiten für ein rumänisch-bulgarisches Wasserkraftwerk mit 750 MW sind bei Turnu Margurele und Nikopol begonnen. Ein weiteres rumänisch-bulgarisches Wasserkraftwerk ist mit 400 MW bei Cernavoda-Silistra im Zusammenhang mit dem im Bau befindlichen Schiffahrtskanal Cernavoda-Constanza im Gespräch. (Tabelle 2)

Tabelle 2: Staatenanteile an der Donauenergie

		Kraftwerke	1976 MW	1976 GWh	Endausbau MW	Endausbau GWh
D	Bundesrepublik Deutschland	12 + 0,5	in Betrieb	269	1 630	
		23 + 0,5	im Endausbau			398	2 488
A	Österreich	0,5 + 5	in Betrieb	1 262	7 650	
		0,5 + 11 + 0,5	im Endausbau			2 326	14 660
CS	Tschechoslowakei	0,5 + 0,5 + 0,5	im Endausbau			525	2 660
H	Ungarn	0,5 + 0,5	im Endausbau			425	1 990
YU	Jugoslawien	0,5	in Betrieb	1 025	5 000		
		0,5 + 0,5	im Endausbau			1 475	7 700
BG	Bulgarien	0,5 + 0,5	im Endausbau			580	3 400
R	Rumänien	0,5	in Betrieb	1 025	5 000		
		0,5 + 0,5 + 0,5 + 0,5	im Endausbau			1 805	9 600
Donau insgesamt		20 Kraftwerke in Betrieb		3 581	19 280		
		42 Kraftwerke im Endausbau				7 534	42 498

Stand 1976

Dieser kurze Streifzug entlang der Donau zeigt auf, daß große Wasserkraftreserven an der mittleren und unteren Donau noch ungenutzt sind und die kleineren Wasserkraftprojekte am Oberlauf nur dann verwirklicht werden können, wenn deren Rentabilität aus anderen Gründen zu rechtfertigen ist (Abb. 5). Dazu gehört, daß die Kernenergie und ihre Auswirkungen auf die Umwelt heute anders beurteilt werden als vor wenigen Jahren. Demgegenüber ist die Wasserkraft ein einfuhrunabhängiges, weniger sabotageanfälliges und vor allem umweltfreundliches Energiedargebot. Es treten keine Wassererwärmungen im Fluß und keine Dampfschwaden in der Luft auf. Die Wassergüte wird bei einem Aufstau von nicht oder nur mäßig verschmutztem Wasser nicht verschlechtert, weil die Wasserflächen und somit der Lebensraum für die abwasserreinigende Kleinlebewelt sich erheblich vergrößern. Bei einem stark verschmutzten Wasser wie im Unterlauf von Main und Neckar stellen die Stauseen sog. Zwischenklärbecken dar, die von Zeit zu Zeit durch Hochwasser durchgespült werden, wobei auch hier das unabdingbar anzustrebende Fernziel eine ausreichende Reinigung aller Abwassereinleitungen sein muß. Außerdem läßt sich durch einen Wasserschleier über den Wehrverschlüssen und durch die Einrichtung einer Turbinenbelüftung beim Kraftwerksbau der Sauerstoff im Wasser anreichern. Alles in allem ist mit dem Bau von Wasserkraftwerken eine Bereinigung und Verbesserung der Umweltfaktoren verbunden.

4. Hochwasserschutz

Der Schutz vor dem Hochwasser stellte eine der ältesten Formen des Umweltschutzes an einem Gewässer dar. Immer wieder zeigte es sich hierbei auch, daß die aus dem Hochwasser sich ergebenden Probleme nicht durch lokale Schutzmaßnahmen, sondern nur durch einen großräumigen, nicht durch politische Grenzen beschränkten Flußausbau gelöst werden können. So ermöglichte beispielsweise erst die durch den Wiener Kongreß geschaffene politische Landschaft den Beginn der Tulla'schen Rheinkorrektion zum Schutz der Bevölkerung am

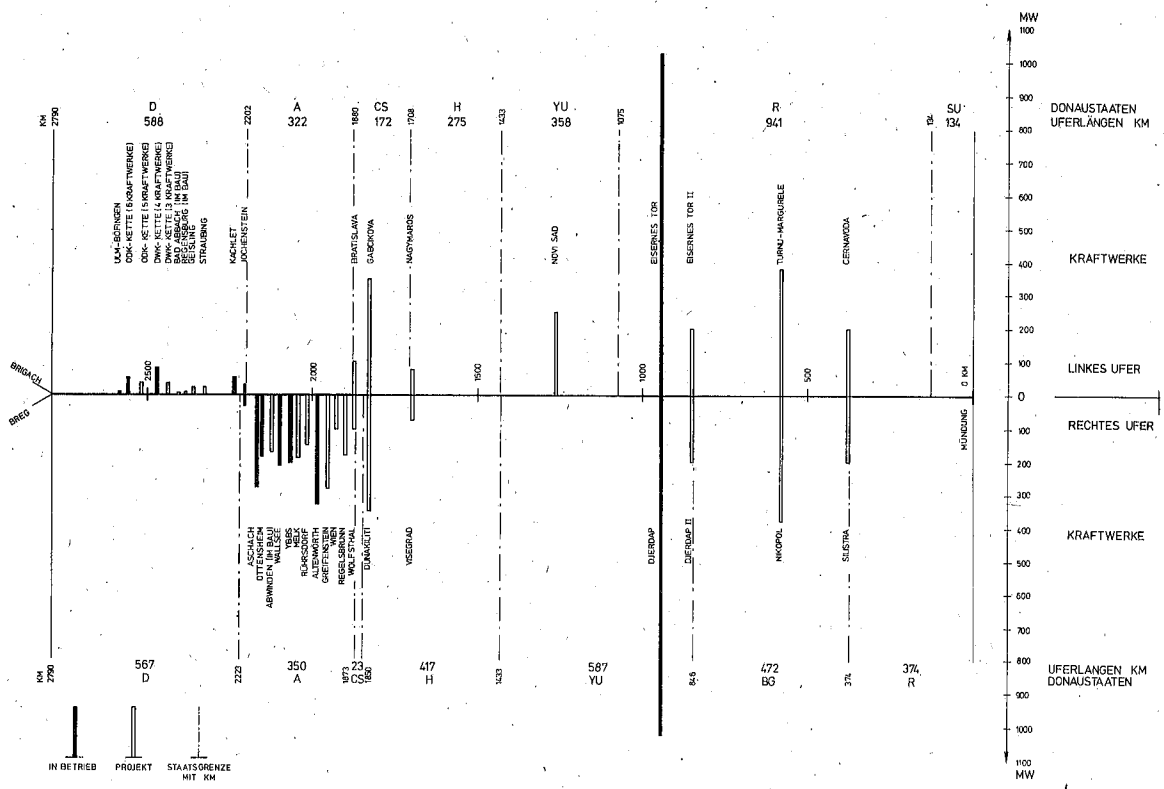


Abb. 5: Wasserkraftwerke und Uferlängen der Donaustaaten

Oberrhein vor den Verheerungen des Hochwassers. Durch die Zusammenfassung der zahlreichen, sich ständig verlagernden Flußarme in einem geschlossenen Gewässerbett wurde hier überhaupt erst eine Wasserstraße im Sinne dieses Wortes geschaffen.

Der weitere Ausbau dieser Wasserstraße durch Flußregulierung und später durch Stauregelung hatte wiederum Rückwirkungen auf die Hochwasserverhältnisse und damit die Umwelt zur Folge. In den einzelnen Stauhaltungen übernehmen die unmittelbar am Ufer liegenden Seitendämme, die beispielsweise am Oberrhein für die schadlose Abführung eines 1000jährlichen Hochwassers dimensioniert sind, zugleich die Funktion der bisherigen Hochwasserdämme und schützen künftig die rückwärtigen Überschwemmungsgebiete vor Hochwasser. Durch diese Abtrennung der bisherigen Vorländer verliert die Flußregion jedoch nicht nur Retentionsräume, sondern auch sogenannte „Regenerationsräume" (Abb. 6). Die jahreszeitlich bedingten Überflutungen der Vorländer lieferten einen erheblichen Beitrag für die Grundwasserneubildung und hatten dadurch sowie durch die Ablagerung von Schwebstoffen Einfluß auf die Art der Vegetation des Gebietes. Nur durch künstliche Überstauung von Vorlandbereichen lassen sich nicht erwünschte Veränderungen der Vegetation vermeiden und die Erhaltung der Regenerationsfunktion erreichen.

Die Zusammenfassung des Wasserlaufs in einem geschlossenen Bett mit geringerer Bettrauhigkeit und die beträchtliche Verringerung der Retentionsflächen haben einen schnelleren Abfluß der Hochwasserwellen und eine Erhöhung der Hochwasserspitzen zur Folge. Dadurch wird die Gefahr einer Überlagerung mit gleichzeitig ablaufenden Hochwässern der Nebengewässer vergrößert (Abb. 7).

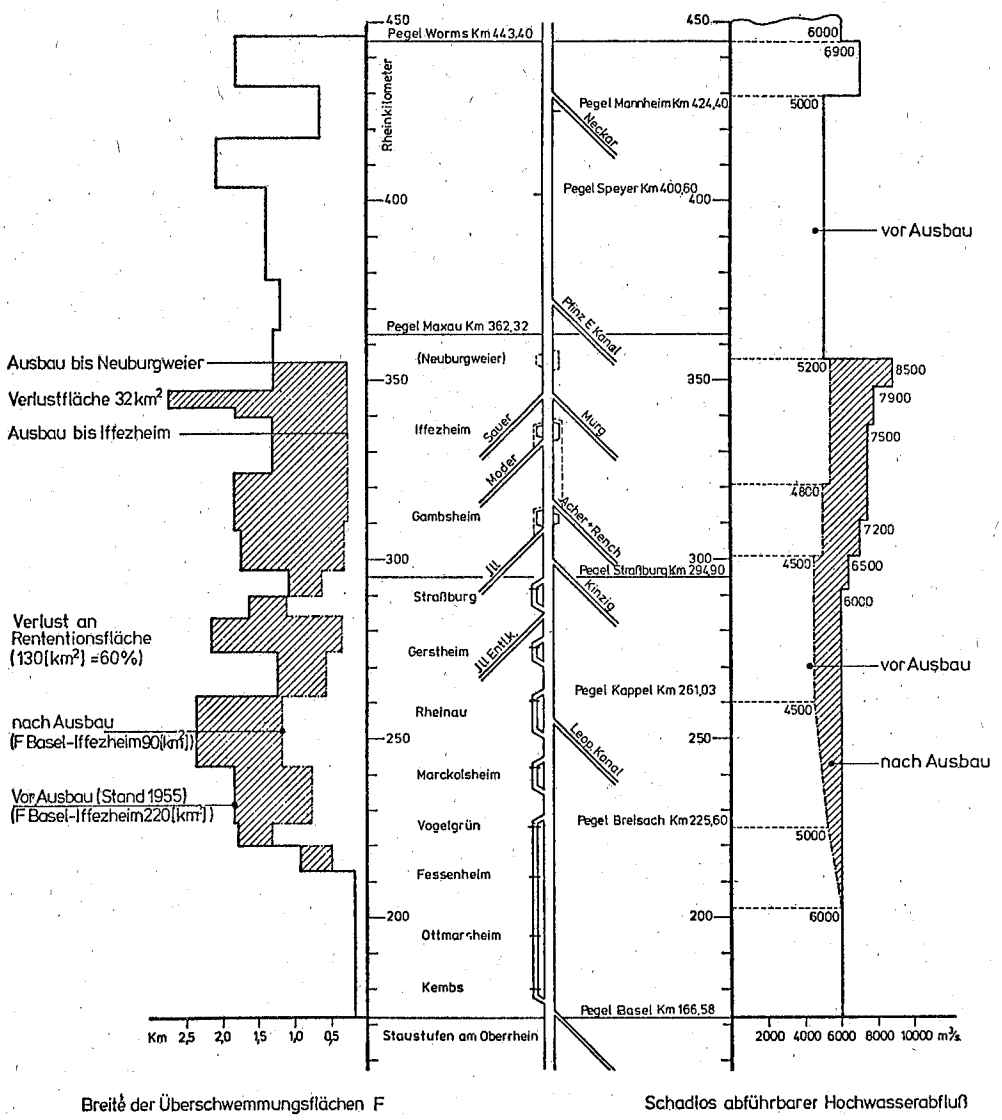


Abb. 6: Schematische Darstellung der Überschwemmungsflächen und der schadlos abführbaren Hochwasserabflüsse am Oberrhein

Um die Hochwassergefahr für die nicht durch Seitendämme entsprechend geschützten Unterlieger nicht zu erhöhen, müssen die Hochwasserspitzen abgeflacht werden. Hierzu eignen sich besonders:

a) Schaffen von Retentionsräumen in den früheren Überschwemmungsgebieten, am besten in Verbindung mit den bereits erwähnten Regenerationsräumen. Die Räume können entweder durch spezielle Flußwasserentnahmebauwerke oder über die als Streichwehre ausgebildeten Abschnitte der Seitendämme der Stauhaltungen gefüllt werden.

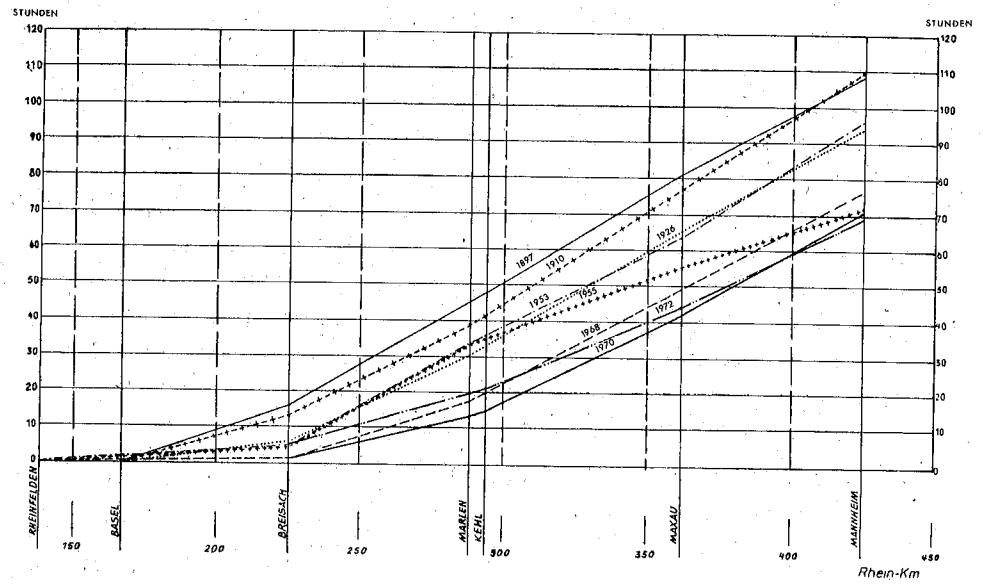


Abb. 7: Veränderung des Hochwasserablaufes als Folge der Baumaßnahmen am Oberrhein

b) Nutzung von nicht ständig durchflossenen Flußabschnitten durch Einbau von sogenannten Kulturwehren als Retentionsraum, wie es am Oberrhein im Bereich der Stauhaltung Straßburg, oder Schaffung von neuen Entlastungsrinnen mit entsprechenden Regulierungseinrichtungen, wie es an der Donau im Bereich der Stadt Wien geplant ist; oder Nutzung von miteinander noch zu verbindenden Altarmen oder Bächen, die, wie z. B. an einigen österreichischen Donaustaustufen, durch die als Streichwehre ausgebildeten Dammstrecken im unteren Teil der Stauhaltung gefüllt werden.

c) Abgestimmter Wehr- und Kraftwerksbetrieb bei den staugeregelten Wasserstraßen; wie z. B. im Seitenkanal und in den Kanalschlingen am Oberrhein. Diese sogenannten „Manöver" werden zur Zeit besonders am Oberrhein durch Naturversuche bei hierfür geeigneten Hochwasserabflüssen sowie durch Modellrechnungen eingehend untersucht.

Diese Schutzmaßnahmen bedingen jedoch für ihre volle Wirksamkeit eine möglichst schnelle und exakte Hochwasservorhersage. Zum anderen muß das Verständnis für einen Verzicht auf Besiedlung eines Teiles der auch bisher dafür nicht genutzten Retentionsflächen im Interesse der Umweltschutzbelange — wozu ja auch der Schutz vor dem Hochwasser gehört — aktiviert werden.

5. Landeskultur

Jeder Eingriff in ein Gewässersystem hat Folgewirkungen sowohl auf den Wasserlauf selbst als auch auf seinen Nahbereich.

5.1. *Veränderungen an der Wasserstraße*

Die Sohlenerosion als Folge von Flußregulierungen oder Stauregelungen stellt eines der größten Probleme bei dem Ausbau der natürlichen Wasserstraßen dar. Dies zeigt sich sehr deutlich sowohl an der Elbe im Bereich der Staustufe Geesthacht als auch am

Niederrhein und besonders am Oberrhein. Die nachteiligen Auswirkungen durch die mit der Erosion verbundene Absenkung des Wasserspiegels auf den Grundwasserhaushalt und die Benutzbarkeit der am Strom gelegenen Häfen liegen auf der Hand. In einem umfangreichen, langfristigen Untersuchungsprogramm werden für den Oberrhein die folgenden verschiedenen Möglichkeiten zur Verhinderung bzw. zum Ausgleich der Sohlenerosion von den Dienststellen der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes geprüft.

a) Sohlenpanzerung: Einbringung einer ca. 1,20 m starken Schicht aus Kiesmaterial, das in seinen Abmessungen der angreifenden Schleppkraft widerstehen kann.

Vorteile: Kein baulicher Eingriff im Uferbereich. Die Kosten verteilen sich über einen längeren Zeitraum.

Nachteile: Sehr großer, langfristig kaum zu deckender Materialbedarf, da die durch Abrieb sich verringernde Schichtstärke ständig ersetzt werden muß.

Durch Schiffahrtsbetrieb unkontrollierbare, punktuelle Aufschüttung sowie in Fahrtrichtung Rillen und seitliche Wülste.

Folgerung: Verhinderung der Erosion ist theoretisch möglich. Verfahren wegen unzulässiger Beeinträchtigung der Schiffahrt bei Wasserstraßen jedoch nicht geeignet.

b) Geschiebezugabe: Einbringen von Kiesmaterial, das in seiner Kornzusammensetzung etwa dem anstehenden Sohlenmaterial gleichwertig ist, an der Erosionsstelle.

Vorteile: wie bei a)

Nachteile: u. a. ständiger, sehr großer Materialbedarf. Große Personal- und Geräteaufwendungen.

Folgerung: Erste Naturversuche haben gezeigt, daß es technisch möglich ist, bei Aufrechterhaltung des durchgehenden Schiffsverkehrs das Zugabematerial im Strom zu verklappen. Aussagen über das Verhalten des eingebrachten Materials — besonders auch im Hinblick auf die Sicherheit des Schiffahrtsbetriebes — können jedoch wegen der Kürze des bisherigen Versuchszeitraumes noch nicht gemacht werden. Ob mit dieser Methode der Wasserstand auf seiner bisherigen Höhe gehalten werden kann, muß jedoch erst noch durch weitere Natur- und Modellversuche geklärt werden, bevor etwas über die Wirksamkeit dieser Methode ausgesagt werden kann.

c) Bau von Grundschwellen: Ob diese Methode, ggf. in Verbindung mit der Geschiebezugabe, zur Lösung des hier vorliegenden Problems geeignet ist, muß erst noch durch Natur- und Modellversuche geklärt werden.

d) Bau von Staustufen:

Vorteile: Neben der Verhinderung der Erosion Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse und des Hochwasserschutzes sowie Nutzung der Wasserkräfte.

Nachteile: Bauliche Eingriffe in die Uferbereiche. — Erheblicher Kostenaufwand innerhalb eines kurzen Zeitraumes.

Folgerung: Derzeit die einzige, geeignete Methode zur Lösung des Erosionsproblems an Wasserstraßen.

e) Absenkung des Uferbereiches: Um die Duisburger Häfen im Interesse der Schiffahrt wieder an die durch die Erosion tieferliegende Rheinsohle anzupassen, wurde das Abbauprogramm des Kohlebergbaus so gesteuert, daß eine gleichmäßige Absenkung des gesamten Nahbereichs erreicht wurde. — Dieses Verfahren dürfte jedoch auf diesen Einzelfall beschränkt bleiben.

5.2. *Veränderungen im Nahbereich*

Jeder Flußausbau hat Auswirkungen auf die Wechselbeziehung zwischen Gewässeroberfläche und Grundwasserspiegel im Nahbereich. Ziel jeder Baumaßnahme sollte es sein, diese Wechselbeziehung zumindest auf Teilstrecken zu erhalten oder durch sogenannte „wasserbauliche Ergänzungsmaßnahmen" auszugleichen. Auch um eine weitgehende Erhaltung der Landschaft zu ermöglichen, die in den flußnahen Regionen vielfach ja schon unter Naturschutz gestellt ist (z. B. die Auwälder am Oberrhein). Die verschiedenen Ausbauformen am Oberrhein (Abb. 8) zeigen in ihrer zeitlichen Reihenfolge, daß die Bedeutung des Oberrheingrabens als Grundwasserreservoir zunehmend berücksichtigt wurde. Die negativen Auswirkungen des Seitenkanals und des nur noch eine geringe Restwassermenge abführenden Rheinlaufs auf das Grundwasser in Verbindung mit der vorangegangenen Sohlenerosion konnten in dem nördlichen Abschnitt durch das Kulturwehr Breisach teilweise ausgeglichen werden. Bei der anschließenden „Schlingenlösung" wird nur noch im unteren Teil jeder Stauhaltung die zu nutzende Wassermenge in einen Seitenkanal abgeleitet. Um ein Absinken des Grundwassers unterhalb des Wehres zu verhindern, wurden in diesen nicht mehr von der Schiffahrt benutzten Abschnitten feste Wehrschwellen gebaut, die den Wasserstand auf einer dem bisherigen Mittelwasserabfluß annähernd entsprechenden Höhe halten. Um diesen Flußabschnitt gleichzeitig auch noch zur Hochwasserretention heranziehen zu können, ist in der Stauhaltung Straßburg anstelle der beiden festen Wehrschwellen der Bau eines Kulturwehres in Form eines Staubalkenwehres geplant. Um die Eingriffe in die umgebende Landschaft weiter zu verringern, wird bei den nördlich von Kehl/Straßburg liegenden Staustufen das Flußbett auf ganzer Länge für die Stauhaltung genutzt. Bedingt durch die starke Schwebstofführung (neben den Feinsedimenten u. a. die große Abwasserfracht) dichtet sich die Stauhaltung in den Bereichen mit geringen Wasserstandsschwankungen (im unteren Teil einer Stauhaltung) meist schon nach kurzer Zeit. Dadurch wird die Kommunikation zwischen Gewässer und Grundwasser weitgehend unterbunden. Um den Sickerwasseranfall zu verringern, hat sich die Anordnung von Dichtungswänden — zumindest entlang eines Teiles der Stauhaltung — als zweckmäßig erwiesen. Wenn eine Einbindung in undurchlässigen Untergrund nicht möglich ist, können doch zumindest die oberen, meist stark durchlässigen Bodenschichten unterbrochen werden.

Neben den Gräben unmittelbar hinter den Seitendämmen zur Aufnahme des Sickerwassers wurden am Oberrhein im Zuge der wasserbaulichen Ergänzungsmaßnahmen vorhandene Gräben, Vertiefungen und früher durchflossene Flußarme durch Verbindung zu einem durchgehenden Wasserlauf ausgebaut. Dieses neugeschaffene, von Abwässern freizuhaltende Gewässer übernimmt die Funktion des bisherigen Flußlaufes als Vorfluter für das sich neu bildende Grundwasser und kann außerdem auch das von dem Sickergraben nicht erfaßte Sickerwasser abfangen.

Neben seiner Entwässerungsfunktion kann dieses Gewässersystem (Abb. 9) auch in Verbindung mit Flußwasserentnahmebauwerken und Staueinrichtungen genutzt werden, um die durch den Ausbau nicht mehr möglichen jahreszeitlichen Überflutungen der Uferregionen wie bereits erwähnt künftig künstlich zu erzeugen. Um bei der Überstauung die gewünschte Einwirkung auf das Grundwasser zu erreichen, muß eine Kolmatation (Selbstdichtung) dieser Wasserläufe durch häufigen Wechsel der Wasserstände verhindert werden. Die erhöhte Selbstreinigungskraft des aus der Stauhaltung entnommenen Wassers durch den vermehrten Sauerstoffeintrag und die günstige Belichtung in den flachen Gräben sei nur am Rande erwähnt; desgleichen die vermehrte Nutzung dieser so ausgebauten Uferregionen für Fischerei und Freizeitinteressen.

In besiedelten Gebieten können zum Schutz vor erhöhten Grundwasserständen oder als Ersatz für die bisherige Grundwasservorflut umfangreiche Sickerleitungen in Verbindung mit Dichtungswänden notwendig werden, mit denen das Grundwasser abgefangen und in die Stauhaltung gepumpt oder in das Unterwasser abgeleitet wird. Bei durchlässigen Bodenschich-

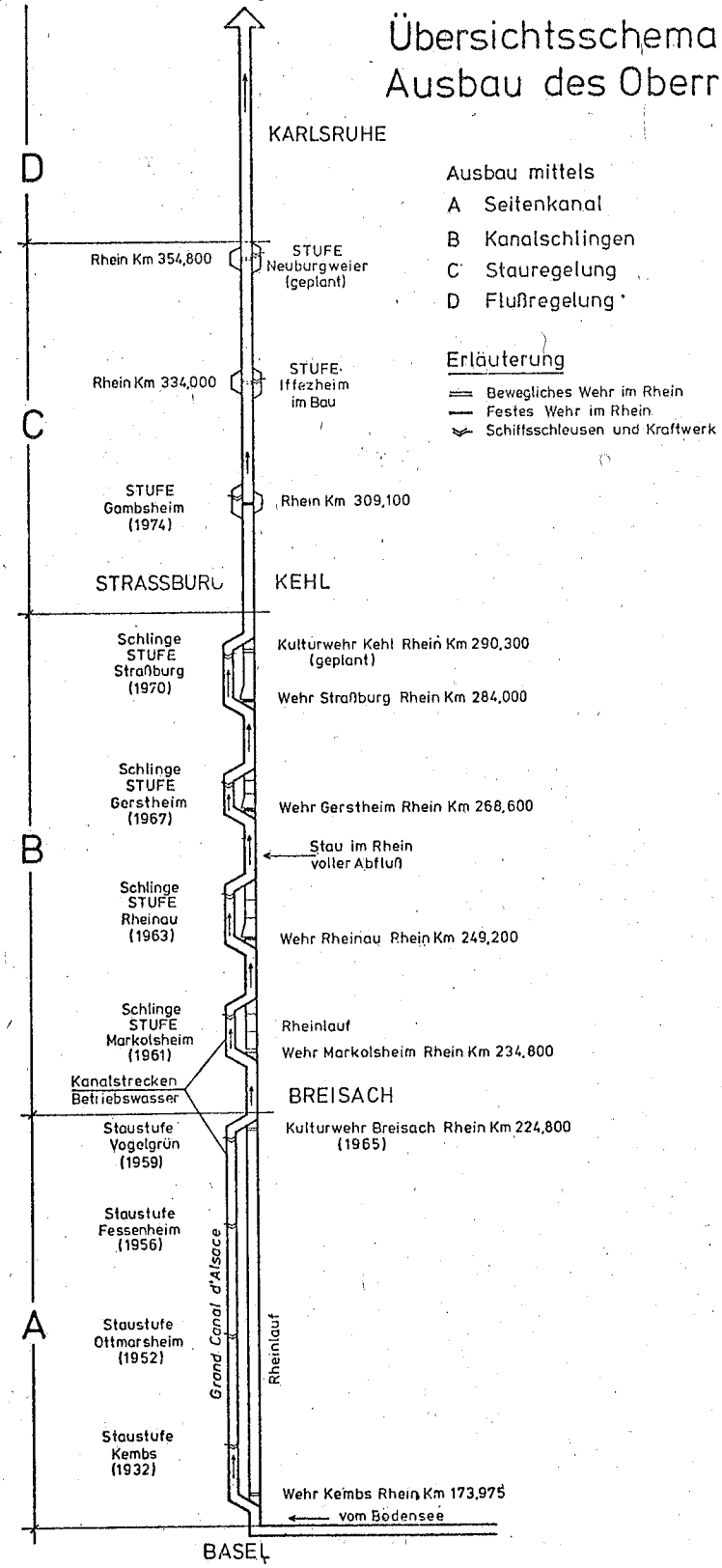


Abb. 8: Übersichtsschema zum Ausbau des Oberrheins

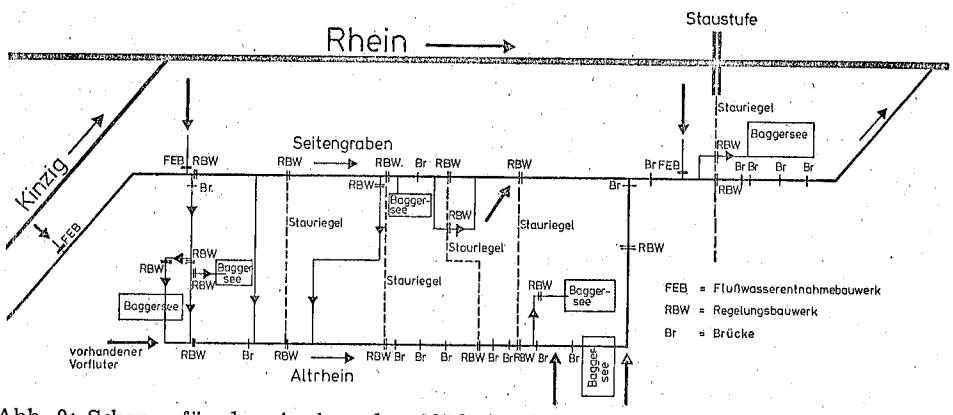


Abb. 9: Schema für den Ausbau der Altrheine im Bereich der Staustufe Gambsheim

ten von großer Mächtigkeit sowie in dichtbebauten Ortschaften kann es bisweilen wirtschaftlicher sein, anstelle von Sickerleitungen, bei denen der Grundwasserstand nur in geringen Bereichen variiert werden kann, Tiefbrunnengalerien anzuordnen, wie es mit Erfolg in der Stadt Kehl am Rhein ausgeführt wurde.

Welche Bedeutung den über den eigentlichen Wasserstraßenbau hinausgehenden Baumaßnahmen und den schadenverhütenden Maßnahmen im Nahbereich beim Ausbau einer Wasserstraße zukommt, ist auch daraus zu ersehen, daß die Aufwendungen hierfür beim Moselausbau etwa 13 % und bisher beim Oberrheinausbau unterhalb von Kehl/Straßburg rd. 21 % der Gesamtinvestitionen betragen haben.

6. Wasserversorgung

Die Grundwasseranreicherung aus dem Fluß kommt — nicht nur in Trockenzeiten — der Landwirtschaft und denjenigen Wassergewinnungsanlagen, die Grundwasser im Ufervorland fördern, zugute. Besonders staugeregelte Flüsse ermöglichen eine Grundwasserspeisung, die je nach Bedarf mit Hilfe besonderer Einrichtungen gelenkt werden kann. Es ist darauf zu achten, daß die Grenzschicht zwischen offenem Gewässer und Grundwasser durchlässig bleibt. Bauliche Maßnahmen sollen so gestaltet werden, daß hindernde Schlammablagerungen vermieden werden. Die Erfüllung dieser Forderung ist gerade in der heutigen Zeit bei der starken Verunreinigung der Gewässer von enormer Bedeutung. Natürlich sollte bei dem permanent steigenden Wasserbedarf überall Wert darauf gelegt werden, daß nur ausreichend geklärtes Wasser wieder in die Gewässer eingeleitet wird; ein Anliegen, das nur mit strengen Auflagen gegenüber allen Wasserbenutzern schrittweise durchgesetzt werden kann. Bei der Errichtung von Schiffahrtskanälen ist in geeigneten Strecken die laufende Grundwasserzufuhr zu ermöglichen, um das Kanalwasser durch Frischwasser zu ergänzen.

Nicht nur Flüsse, sondern auch Kanäle dienen heute in ganz großem Umfang den Industrien als Wasserleitung. Die großen Stahlwerke an Rhein und Ruhr beispielsweise beziehen Frischwasser aus Rhein, Ruhr und Lippe, aber auch in beträchtlichem Umfang aus dem westdeutschen Kanalnetz. Fast 300 Millionen m^3 Wasser werden diesem Netz jährlich vornehmlich für die Versorgung von Industriebetrieben entnommen. Etwa 80 % dieser Menge werden nach Gebrauch wieder dem Kanalnetz zugeführt, wobei mit Schmutzstoffen beladene Abwässer nicht eingeleitet werden dürfen.

Wasserentnahmen zu Kühlzwecken bei thermischen Kraftwerken werden heute wohl an allen deutschen Flüssen vorgenommen. An Rhein, Ems, Weser, Elbe, an Donau, Neckar und Main und vielen anderen nicht schiffbaren Flüssen sind Kraftwerke errichtet worden. Aber auch Schiffahrtskanäle bieten wachsenden Anreiz für die Errichtung von Kraftwerken in unmittelbarer Nähe. Aufgabe der planenden Ingenieure ist es, sich rechtzeitig mit der Frage der Möglichkeit des Kühlwasserangebotes und der Wiedereinleitung aufgeheizten Wassers auseinanderzusetzen, wobei auch in künstlichen Gewässern die Lebensbedingungen von Lebewesen und Pflanzen gewahrt werden sollten. Daneben besteht die Gefahr der Förderung von schädlicher Nebelbildung im Einleitungsbereich. Klima sowie Art und Umfang der Vegetation üben einen starken Einfluß aus. Eingehende Untersuchungen hierüber sollten bereits bei der Planung von Kraftwerken vorgenommen werden.

7. Bemühungen der Schiffahrt um die Reinhaltung der Wasserstraße

In den Vordergrund gerückt ist bei Schiffen die Beseitigung der Haushaltabfälle, der Abwässer und Ladungsreste. Die Haushaltabfälle, die zu einem großen Teil aus Speiseresten bestehen, sind grundsätzlich dem guten Fischfutter zuzurechnen. Gleichwohl ist von der Arbeitsgemeinschaft der Länder zur Reinhaltung des Rheins mit dem Schiffahrtsgewerbe ein Organisationsplan für die Abfallbeseitigung entwickelt worden. Es hat sich die Erkenntnis durchgesetzt, daß nur die kostenlose Abgabemöglichkeit in allen Häfen und an allen Umschlagplätzen erfolgreich sein kann, weil nur hierbei Aufwand und Belastung allseits gering gehalten werden. Der Organisationsplan, der auch den entgeltlichen Vertrieb von Müllsäcken einschließt, ist bereits teilweise und auf freiwilliger Basis durchgeführt worden; zu seiner vollen Wirksamkeit bedarf es jedoch der umfassenden Durchsetzung. Entbehrlich werden dann Zwischenlösungen, wie sie durch Einrichtung von Mülldeponien in Schleusenbereichen gefunden wurden, die aber wegen der Verlängerung der Aufenthaltszeiten an den Schleusen abzulehnen sind. Eine Konzentration auf die Plätze, an denen der Gang an Land üblich ist, erscheint unumgänglich. Überall dort, wo bereits Müllannahmestellen eingerichtet worden sind, werden sie vom Schiffspersonal auch in Anspruch genommen.

Die Abgabe von Mineralöl-Ladungsresten sollte zweckmäßigerweise an den Umschlagstellen stattfinden, wie es im Rheinstromgebiet üblich ist.

Die Einleitung von Abwasser aus Schiffen ist im Vergleich zu den Abwässern der Industrie sowie der Städte und Gemeinden geringfügig. Deshalb ist vorgesehen, Wasserfahrzeuge, die zur Beförderung von Gütern oder Personen bestimmt sind, von einer Gebührenpflicht zu befreien: *) „weil diese Erhebung einen erheblichen Verwaltungsaufwand bei verhältnismäßig geringem Effekt erfordern würde. Ein gewisser Ausgleich für die geringfügige Einleitung von Abwasser aus Schiffen ist dadurch gegeben, daß durch den Schiffsbetrieb Sauerstoff in die Gewässer eingetragen wird." Abgesehen hiervon muß festgestellt werden, daß noch keine mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln verwendbare und technisch praktikable Abwasserbeseitigungssysteme für Binnenschiffe bekannt sind.

Sonstige konsequente Wasserreinhaltung ist, was die Binnenschiffahrt betrifft, möglich, wenn die Ballastwasserabgabe von Tankschiffen einschließlich der schadlosen Beseitigung von Leergebinden durchgeführt wird. Ölhaltiges Ballastwasser kann am Rhein schon seit langem an bestimmten Plätzen gegen Entgelt, so z. B. in Duisburg, abgegeben werden.

Die Bilgenentölung wird auf dem Rhein schon seit Ende der 50er Jahre praktiziert. Im Rheinstromgebiet einschließlich Neckar, Main und Westdeutsche Kanäle stehen nunmehr 8 Bilgenentölerboote für Schiffe aller Flaggen zur Verfügung, und zwar

*) Bundestagsdrucksache 7/2272, S. 35 (§ 15 Nr.4)

— 3 im Raum Duisburg,
— 1 im Raum Emmerich—Mannheim,
— 2 im Raum Mannheim,
— 1 im Raum Main/Neckar,
— 1 im Raum Datteln (Westdeutsche Kanäle).

Diese Spezialboote, die ein Fassungsvermögen zwischen 20 000 und 200 000 l haben, übernehmen aus der Bilge der motorgetriebenen Fahrzeuge kostenlos das „Bilgenöl" (Altöle und ölhaltige Bilgenwässer). In einem kontinuierlichen Arbeitsgang wird das Öl-Wasser-Gemisch aus der Bilge des zu lenzenden Motorschiffs angesaugt, das vom Wasser separierte Öl in die Öltanks des Bilgenentölerboots gepumpt und das Wasser mit dem von der Wasserbehörde vorgeschriebenen Reinheitsgrad in die fließende Welle geleitet. Das Bilgenöl, das wegen der Turbulenz in dem Abscheidungsvorgang noch einen Wassergehalt von ca. 20 % aufweist, wird an einem der rund 400 t fassenden Auffangtanks abgeliefert, wo durch Zwischenlagerung und Aufheizung des Bilgenöls der Wassergehalt möglichst bis auf 4 % reduziert wird. Von diesen Tanks aus gelangt das Bilgenöl zu den Unternehmen, die hieraus Zweitraffinate herstellen und die nicht verwertbaren Rückstände schadlos vernichten.

Die auf den Schiffen entstehende Bilgenölmenge ist abhängig insbesondere von der Leistung, der Laufzeit und der Pflege der Motoren. Aufgrund langjähriger Erfahrungen ist damit zu rechnen, daß im Durchschnitt je Motorschiff jährlich ca. 1200 l oder bei rund 8000 Motorschiffen, die das schiffbare Rheingebiet oberhalb der deutsch-niederländischen Grenze befahren, Jahr für Jahr ca. 10 Mio l Altöl anfallen. Die alljährlich steigenden Sammelergebnisse von rd. 0,6 Mio l im Jahre 1961 bis rd. 9,5 Mio l im Jahre 1975 zeigen deutlich den Wert der Einrichtung des Bilgentüberdienstes und die Wirksamkeit dieser Umweltschutzmaßnahme. Ca. 95 % (!) des aus den Binnenschiffen herkommenden Hauptanteils an möglicher Wasserverschmutzung (Bilgeöle) wird dem Wasser ferngehalten. Die verbleibende Summe aller von Binnenschiffen verursachten Wasserverschmutzungen ist danach verschwindend gering und gegenüber den großen Mengen wasserschädlicher Stoffe aus den Bereichen der Industrie, der Städte und Gemeinden eine zu vernachlässigende Größe. Gleichwohl läßt die Binnenschiffahrt in ihren Bemühungen nicht nach, ihren anerkannten Ruf, umweltfreundlichster Verkehrsträger zu sein, weiter zu festigen.

Daß die Bilgenentölerboote bei Ölunfällen durch Havarien, Schlauchbruch oder Tanküberfüllung auch ausgelaufenes Öl übernehmen, hat sich ebenfalls bewährt. Eine weitere von den Bilgenentölerbooten übernommene Aufgabe ist seit dem Jahre 1973 die Annahme von Leergebinden (Fässern und Kannen) zur schadlosen Beseitigung. Das auf der Strecke Emmerich—Mannheim eingesetzte Boot ist zur Erhöhung der Aufnahmekapazität mit einer Spezialpresse ausgestattet. Insgesamt wurden bis Ende 1975 über 17 000 Leergebinde gesammelt. Die Ufer des Rheins sind insoweit wieder „sauber".

Zur Organisierung dieser von kommerziellen Interessen unabhängigen Bilgenentölung hat der Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Nordrhein-Westfalen die Gründung des Bilgenentwässerungsverbandes (BEV) betrieben. Die Aufgabe dieser öffentlich-rechtlichen, ausschließlich gemeinnützigen Körperschaft ist nach ihrer Satzung vom 9. 2. 1965 „die Förderung von Maßnahmen zum Schutze des Rheins, seiner schiffbaren Nebenflüsse und der mit ihm in Verbindung stehenden Schiffahrtskanäle sowie Häfen vor Verunreinigung durch verschmutzte Bilgenwässer und Mineralöle der Schiffe". Die Mitglieder des BEV sind der Verein zur Wahrung der Rheinschiffahrtsinteressen e. V. (Duisburg) und die Arbeitsgemeinschaft der Rheinwasserwerke e. V. (Düsseldorf). Diese tragen je 10 % des Verlustes, der zu 80 % von den Ländern Baden-Württemberg, Bayern, Hessen, Nordrhein-Westfalen und Rheinland-Pfalz getragen wird, welcher durch in sonstiger Weise nicht gedeckte Kosten des Bilgenentölerdienstes entsteht. Die Kosten können zu einem hohen Prozentsatz aus den — nach Marktlage schwankenden — Vergütungen gedeckt werden, welche die Aufberei-

tungsbetriebe für das abgelieferte Altöl bezahlen, zumal diese in Durchführung des wasserwirtschaftlich bedeutsamen Altölgesetzes vom 23. 12. 1968 gefördert werden. Außerdem gleicht das Bundesamt für gewerbliche Wirtschaft ab 1. 7. 1969 aufgrund des genannten Gesetzes und der Richtlinien des Bundesministeriums für Wirtschaft vom 21. 1. 1969 „erwiesene zusätzliche Kosten, die durch überdurchschnittlich schwierige Sammlungsbedingungen entstehen" aus. Das Schiffspersonal, das ja auf dem Wasser lebt, hat vitale eigene Interessen an der Reinhaltung der Wasserstraßen und handelt danach.

8. Nutzung des Nahbereichs der Wasserstraße

Die Bundesanstalt für Vegetationskunde, Naturschutz und Landschaftspflege (Bonn) hat das Rheintal auf eine Länge von 866 km untersucht und festgestellt, daß ursprünglich mehr als 2000 Quadratkilometer Auwaldgelände bei Hochwasser überflutet waren und infolge der Wasserbaumaßnahmen in den letzten 150 Jahren etwa vier Fünftel davon hochwasserfrei geworden sind. Heute ist im Durchschnitt ein Viertel der hochwasserfreigelegten Talflächen je zur Hälfte von der Industrie und der Urbanisierung in Anspruch genommen. Der Anteil der naturnahen Uferregion ist am Oberrhein mit 14,7 Prozent der Talniederung am größten, liegt am Hochrhein bei 13,6 und sinkt am Mittel- und Niederrhein auf 2,3 und im engeren Rhein-Ruhrgebiet auf 0,4 Prozent ab. Die beiden letztgenannten Prozentzahlen werden auch im Mainabschnitt Frankfurt—Mainz (Abb. 10) und im Neckartal zwischen Plochingen und Stuttgart streckenweise erreicht. Man kann auch umgekehrt sagen, daß durch wasserbauliche Maßnahmen der letzten 150 Jahre volkswirtschaftlich bedeutsame Geländeflächen gewonnen wurden, deren Wertzuwachs ein Mehrfaches der für den Wasserbau aufgewendeten Kosten erreicht oder noch erreichen wird.

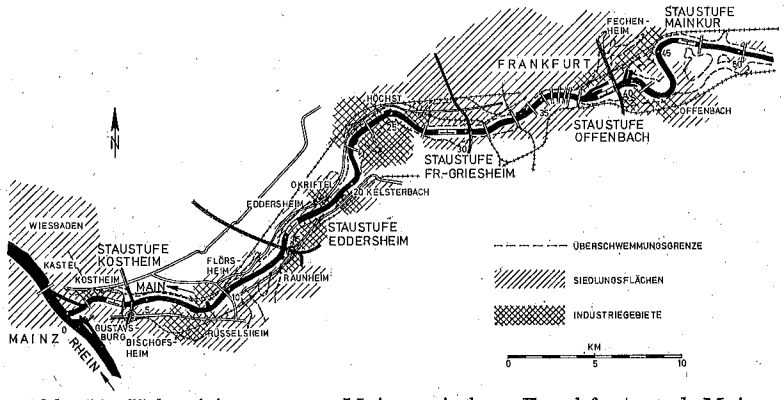


Abb. 10: Urbanisierung am Main zwischen Frankfurt und Mainz

Im Zusammenhang mit den verschiedenen Flußkorrektionen und Stauregelungen sind zunächst Anlegestellen, Umschlagplätze und Hafenbecken errichtet worden, wobei ein Teil der letzteren auch als Schutzhafen im Falle von Hochwasser oder Eis ausgebaut werden mußte. Die Freigabe einer ausgebauten oder neu errichteten Wasserstraße für den Schiffsverkehr, dessen Fahrzeuggrößen fortwährend zunahmen, war in der Regel mit der Eröffnung von Häfen verbunden.

Die Industrie hat sich, soweit sie auf Massenguttransporte durch Schiffe angewiesen ist, an den Wasserstraßen angesiedelt und in Konjunkturperioden stürmisch entwickelt. Das aus

Flüssen oder Kanälen entnehmbare Kühlwasser ist zu einem entscheidenden Standortfaktor geworden, wobei man durch Wärmelastpläne die Grenzen der Aufwärmung des Gewässers festsetzen muß. Dies ist nicht nur für die Großchemie und Stahlindustrie von Bedeutung, sondern vor allem für die Standortwahl der thermischen Kraftwerke und insbesondere der Kernkraftwerke. Als Folge der letztgenannten Kraftwerke, die für die Deckung der Grundlast im Strombedarf geeignet sind, ist ein gesteigertes Interesse am Bau von Pumpspeicherwerken in der Nähe von Wasserstraßen zu verzeichnen, weil man auf diese Weise mit preiswertem Strom ein hoch gelegenes Speicherbecken durch Wasser füllen und in einem tiefgelegenen Kraftwerk wertvollen Strom zur Deckung des Spitzenbedarfs erzeugen kann. Die Wirtschaftlichkeit von thermischen Kraftwerken, die dann nicht für die Spitzenlast ausgelegt werden müssen, erhöht sich dadurch erheblich. Niederrhein, Untermain, Mittlerer Neckar und Oberrhein sind anschauliche Beispiele für die Entwicklung der Großindustrie an einer ausgebauten Wasserstraße, sofern die dabei hochwasserfreigelegten Uferregionen wenigstens einen Kilometer breit sind; für kleinere Industriebetriebe genügen Uferstreifen geringerer Breite.

Der durch Stauanlagen angehobene und konstant gehaltene Wasserstand verursacht nicht nur eine Wiederbelebung verkümmerter Auwälder, er gestattet auch eine beträchtliche Wasserentnahme für die Landwirtschaft und verbessert außerdem das Kleinklima bis zu den Steilhängen des Flußtales hinauf, wobei das Wasser der Stauseen mehr Feuchtigkeit an die Luft abgibt als die fließende Welle und überdies die mittlere Tag- und Nachttemperatur infolge Abgabe der am Tage im Stausee aufgenommenen Sonnenwärme um einige Grade — an der Mosel um 3 Grad Celsius — ansteigt. Durch pflanzensoziologische Bestandsaufnahmen und durch Messungen der Temperaturen usw. in der Luft und im Wasser sind die vorteilhaften Veränderungen für Forstwirtschaft, Landwirtschaft und Weinbaugebiete nachgewiesen. Im übrigen sollte man im Interesse der Ufervegetation vermeiden, das Weideland bis zum Wasser auszudehnen und die Uferzonen vom Vieh zertreten zu lassen wie am Niederrhein und seinen Zuflüssen.

Vergleicht man Stadtansichten um das Jahr 1650 mit heute aufgenommenen Luftaufnahmen von größeren Flußabschnitten, so ist die stürmische Ausweitung der Urbanisierung im Nahbereich der Gewässer besonders anschaulich. Der Flächenbedarf der Siedlungen und der Straßen hat sich besonders in den hochwasserfreigelegten Uferregionen der Wasserstraßen, oft in Verbindung mit dem industriellen Wachstum, vervielfacht.

In dem durch Verkehrswege erschlossenen Nahbereich der Wdsserstraßen sind Freizeitregionen für die Bevölkerung entstanden. Der Wassersport in all seinen Variationen bedarf zahlreicher Anlagen im Wasser sowie am Gewässerufer und auf dem Gewässervorland, beispielsweise Anlegestellen, Sporteinrichtungen, Bootshäuser, Restaurationen, Campingplätze. Der Wildwuchs der Holzhütten, Zelte, Wohnwagen usw. ist in Verbindung mit den daraus resultierenden Abwasserproblemen an Flußufern erschreckend. Um der fortschreitenden Zerstörung der ursprünglichen Landschaft Einhalt zu gebieten, hat man Parkplätze, Wanderwege und Naturlehrpfade zur Erschließung der parkähnlichen Uferregionen mit Auwäldern, Bächen und Stillwasserflächen angelegt, die teilweise als Naturschutzgebiete ausgewiesen wurden.

Die Nutzung der Uferregion an den Wasserstraßen in dicht besiedelten und hoch industrialisierten Staaten darf nicht dem freien Spiel der Kräfte und der finanziellen Interessen überlassen werden. Das Gemeinwohl bedarf des Eingreifens der öffentlichen Hand. Es müssen Raumordnungspläne unter Wahrnehmung des Umweltschutzes aufgestellt werden, um die Nutzungsbereiche in der Kulturlandschaft gegeneinander abzugrenzen und die ordnungsgemäße Nutzung sicherzustellen. Vor einer Veränderung am Gewässer oder in der Uferregion sind Landschaftsgestaltungspläne im Benehmen mit Experten verschiedener Fachbereiche auszuarbeiten, wie z. B. im Bereich der unteren Altmühl vor ihrer Mündung in die Donau. Der ökologische

Fundamentalsatz der harmonischen Vielfalt und der kleinflächigen Strukturen muß dabei zur Geltung kommen. Entscheidend ist aber, daß eine sinnvolle Ordnung in der Uferregion unter gleichzeitiger Verbesserung der Wassergüte soweit wie möglich erreicht und durch eine ausreichende Überwachung gewährleistet wird.

Schrifttumsverzeichnis

[1] RHEIN-MAIN-DONAU AG: Kulturlandschaft und Wasserbau. Eigenverlag (Herbst 1974).

[2] BUNDESMINISTER FÜR VERKEHR, ABTEILUNG WASSERSTRASSEN: Bundeswasserstraßen und Wasserwirtschaft im Jahre 1974. Zeitschrift Wasserwirtschaft (1975) Heft 10.

[3] BERGER, W.: Der Rhein — gestern, heute, morgen. Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft (1974/75) Band 34.

[4] FENZ, R.: Heutige und geplante Wasserkraftnutzung an der Donau. Schweizer. Zeitschrift Wasser- und Energiewirtschaft (1973) Heft 3/4.

[5] GRAEWE, H.: Der Ausbau des Oberrheins im Grenzabschnitt. Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft (1969) Band 32.

[6] KAGERER, K.: Landschaftsplan Donautalraum, Abschnitt Matting-Regensburg (1975). Eigenverlag der Rhein-Main-Donau AG.

[7] KALWEIT, H.: Auswirkungen der Urbanisierung auf die Wasserwirtschaft eines großen Flußgebietes — Modell Rhein. Zeitschrift Wasserwirtschaft (1976) Heft 1/2.

[8] KLOSTERKEMPER, H.: Die Bilgenentölung auf dem Rheinstromgebiet. Zeitschrift Wasserwirtschaft (1974) Heft 7/8.

[9] KOOP, H.: Ein Jahr geregelte Begegnungen auf dem Niederrhein. Zeitschrift Binnenschifffahrts-Nachrichten (1976) Heft 16.

[10] MEYER, H.: Der Einbau durchlässiger Böschungsbefestigungen an Schiffahrtskanälen unter Wasser bei laufendem Verkehr. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen (1972) Heft 4.

[11] MOSONYI, E.: Ausbau der Gewässer. Zeitschrift Wasserwirtschaft (1976) Heft 1/2.

[12] RÜMELIN, B.: Mehrzweckaufgaben der Binnenwasserstraßen. Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen (1973) Heft 3.

[13] RÜMELIN, B.: Das Binnenwasserstraßennetz in Mitteleuropa. Schriftenreihe der Deutschen Verkehrswissenschaftlichen Gesellschaft (1974) Band 20.

[14] RÜMELIN, B.: Schleusentreppe Rhein-Main-Donau. Zeitschrift Hansa (1975) Heft 17.

[15] RÜMELIN, B.: Landschaftsverbundener Wasserbau im Bereich der Wasserstraße Rhein-Main-Donau. Leitmotiv Wasser, Festschrift zum 65. Geburtstag von Emil Mosonyi (1975).

[16] SEILER, E.: Die Schubschiffahrt als Integrationsfaktor zwischen Rhein und Donau. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen (1972) Heft 8.

[17] TZSCHUCKE, H. P.: Ausbau des Oberrheins zwischen Basel und Neuburgweier/Lauterburg. Beiträge zur Hydrologie der Universität Freiburg (1974) Heft 2.

[18] TZSCHUCKE, H. P.: Schadenverhütende Maßnahmen im Bereich der Staustufe Gambsheim. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen (1975) Heft 6.

Thema 5

Speisung der Wasserstraßen, insbesondere der Kanäle mit Scheitelhaltung, unter Berücksichtigung der verschiedenen Verwendungszwecke des Wassers. Wasserwirtschaftliche und technische Aspekte

Berichterstatter: Dr.-Ing. Friedrich Bassler, o. Professor für Wasserbau und Wirtschaft, Technische Hochschule Darmstadt; Dr.-Ing. Rudolf Kuhn, Professor, Prokurist, Rhein-Main-Donau AG München; Dipl.-Ing. Volker Orlovius, Baudirektor, Bundesministerium für Verkehr, Bonn; Dr.-Ing. Ulrich Täubert, Handlungsbevollmächtigter, Vereinigte Elektrizitätswerke Westfalen AG, Dortmund; Dipl.-Ing. Theodor Thielemann, Bauoberrat, Wasser- und Schifffahrtsdirektion West, Münster; Dr. Dieter Wulf, Bundesverband der deutschen Binnenschiffahrt e. V. Duisburg-Ruhrort.

Inhalt

Seite

1. Allgemeine Gesichtspunkte 103
   1.1. Arten der Wasserstraßen 103
      1.1.1 Natürliche Wasserstraßen 103
      1.1.2 Künstliche Wasserstraßen 104
   1.2. Wassernutzungen und Wasserbedarf von Kanälen 104
      1.2.1 Nutzungsarten des Kanalwassers 104
      1.2.2 Nutzungen im Kanal 105
      1.2.3 Nutzungen außerhalb des Kanals 106
      1.2.4 Naturbedingte Wasserverluste 107
      1.2.5 Gesamter Wasserbedarf 107
   1.3. Deckung des Wasserbedarfs der Kanäle 108
      1.3.1 Beschaffung von Speisewasser 108
      1.3.2 Wasserbewirtschaftung 109
      1.3.3 Technische Einrichtungen 110
      1.3.4 Wirtschaftliche Aspekte 111
2. Die Binnenschiffahrtskanäle der Bundesrepublik Deutschland 111
   2.1. Einführung 111
   2.2. Kanäle in Norddeutschland 112
      2.2.1 Westlicher Teil 112
      2.2.2 Östlicher Teil 114
      2.2.3 Nördlicher Teil 114
   2.3. Main-Donau-Kanal in Süddeutschland 114

Seite

3. Speisung der nordwestdeutschen Kanäle 114
3.1. Bauliche Entwicklung und zugeordnete Aufgaben 114
3.2. Wasserbedarf 115
3.3. Deckung des Wasserbedarfs 118
3.3.1 Die natürliche Speisung aus der Lippe 118
3.3.2 Die Pumpspeisung 120
3.3.3 Wasserspiegelschwankungen 123
3.3.4 Ferngesteuerte Speisung 125
3.3.5 Kosten der Speisung und Wasserpreis 126

4. Speisung des Main-Donau-Kanals 128
4.1. Allgemeine Gestaltung und besondere Kennzeichen des Kanals 128
4.2. Wasserbedarf 130
4.2.1 Schiffahrtsbetrieb 130
4.2.2 Landeswasserversorgung 131
4.2.3 Wasserverluste 131
4.2.4 Gesamtwasserbedarf 132
4.3. Deckung des Wasserbedarfs 132
4.3.1 Deckung des Gesamtbedarfs 132
4.3.2 Deckung der Bedarfsspitzen 133
4.3.3 Ausblick 134

Zusammenfassung 134
Schrifttumsverzeichnis 135

Hinweis: Im Berichtstext eingeklammerte Ziffern — [1] usw. — verweisen auf das Schrifttumsverzeichnis.

1. Allgemeine Gesichtspunkte

1.1 Arten von Wasserstraßen

Als Wasserstraßen für die Binnenschiffahrt eines Landes dienen Flüsse und Kanäle.

1.1.1 Natürliche Wasserstraßen

Flüsse sind in der Natur vorhandene Wasserläufe mit natürlichem Zufluß. Der für die Schiffahrt notwendige Fahrwasserquerschnitt kann entweder von Natur aus gegeben sein (Unterlauf großer Ströme) oder durch Baumaßnahmen wie Niedrigwasserregelung oder Einbau von Stufen (Stauregelung) künstlich herbeigeführt werden. Diese Maßnahmen reichen in der Regel für die Gewährleistung des Fahrwassers aus; in Sonderfällen kann der Fluß in Zeiten niedrigster Wasserführung mit Zuschußwasser aus Speichern versorgt werden.

1.1.2 Künstliche Wasserstraßen

Kanäle im Sinne dieser Untersuchung haben ein durch Aushub oder durch Auftrag künstlich hergestelltes Bett, das in der Regel künstlich mit Wasser gefüllt werden muß. Sie bedürfen zur Aufrechterhaltung eines Schiffahrtsbetriebes einer Speisung durch natürliche oder künstliche Zuleitung von Wasser.

Je nach der Topographie der von einem solchen Kanal durchschnittenen Landschaft unterscheidet man:

stufenlose Kanäle
Kanäle mit einseitigem Gefälle
Kanäle mit zweiseitigem Gefälle.

Stufenlose Kanäle haben einen durchgehenden Wasserspiegel und schließen an beiden Enden an Gewässer mit gleich hohem Wasserspiegel an. Ihre Wasserversorgung wird damit von diesen Gewässern sichergestellt.

Bei einem Kanal mit einseitigem Gefälle, der Wasserstraßen miteinander verbindet oder von einer Wasserstraße abzweigt, richtet sich die Wasserversorgung nach der Höhenlage des für eine Speisung geeigneten Gewässers.

Ein Kanal mit zweiseitigem Gefälle ist erforderlich, wenn die beiden zu verbindenden Wasserstraßen durch eine Wasserscheide voneinander getrennt sind (Rhein/Weser, Main/Donau). Die beiden Äste der Kanaltreppe vereinigen sich in der gemeinsamen Scheitelhaltung. Da ihr nach beiden Richtungen Schleusungswasser entnommen wird, bildet sie den Ausgangspunkt für die Speisung des ganzen Kanals.

Wo höher gelegene natürliche Zuflüsse in ausreichendem Umfang fehlen, um mit natürlichem Gefälle in die Scheitelhaltung eingespeist zu werden, wird der Kanalwasserbedarf aus tiefer liegenden Flüssen mittels Pumpen gedeckt.

Die Scheitelhaltung soll grundsätzlich so dimensioniert werden, daß sie über die normalen Bedürfnisse der Schiffahrt hinaus als Speicher dient; dies ist auch notwendig, um Sunkspitzen bei starkem Verkehr niedrig zu halten. Wo zur Speisung gepumpt wird, muß sich der Pumpbetrieb in erster Linie auf die Niedrigtarifzeiten beschränken. Im Hinblick auf die beiden genannten Gesichtspunkte können sich neben der Scheitelhaltung zusätzliche Speicherbecken zur Aufnahme des Pumpwassers als zweckmäßig und wirtschaftlich erweisen.

Die Längsströmung in stufenförmig ausgebildeten Kanälen soll, sofern diese ausschließlich der Schiffahrt dienen, 1 m/s nicht übersteigen. Normalerweise liegt die Fließgeschwindigkeit zwischen 1 und 20 cm/s. Diese Kanäle werden daher oft „Stillwasser"-Kanäle genannt.

1.2 Wassernutzungen und Wasserbedarf von Kanälen

Der Wasserbedarf einer künstlichen Wasserstraße richtet sich nach dem Wasserverbrauch bei den verschiedenen Nutzungen, für die das einzuspeisende Wasser verwendet wird, und den naturbedingten Wasserverlusten.

1.2.1 Nutzungsarten des Kanalwassers

Den Wasserstraßen für die Schiffahrt werden in zunehmendem Maße andere Aufgaben zugeordnet, die das Wasser in verschiedenartiger Weise nutzen. In dieser Hinsicht stellt die Wasserstraße ein ideales Mehrzweckunternehmen dar, dessen Möglichkeiten im Interesse der Volkswirtschaft voll ausgenutzt werden sollen.

Eine Übersicht über die möglichen Nutzungen und ihre jeweilige Art der Beanspruchung des Kanalwassers gibt die folgende Gegenüberstellung:

Wassernutzung im Kanal selbst	Abgabe von Kanalwasser mit Rückgabe	ohne Rückgabe
Schiffahrt	Wärmekraftwerke	Industrie
Fischerei	Pumpspeicherung	Landwirtschaft
Erholung	Fischzucht	Wasserwerke
Durchleitung		

1.2.2 Nutzungen im Kanal

Schiffahrt

Der Schiffahrtsbetrieb nutzt die physikalische Eigenschaft des in den Kanal eingespeisten Wassers. Von den hydrologisch und bodenmechanisch bedingten Verlusten abgesehen, bleibt das dafür bestimmte Wasser dauernd im Kanal. Die einzelne Haltung verbraucht jedoch einen Teil ihres Wassers an der Schleuse, und zwar

als Betriebswasser für die Schleusungen (Schleusungswasser) sowie
durch Undichtigkeiten der Schleusentore und Umlaufverschlüsse.

Dieser Wasserverbrauch an den Schleusen kann durch Rückpumpen in die Haltung wiedergewonnen werden.

Der Wasserverbrauch einer Schleusung ist gleich dem Produkt der Gesamtlänge zwischen den Toren, der Gesamtbreite und der Stufenhöhe. Bei Sparschleusen sind entsprechende Abzüge zu machen. Für die Bemessung der Speisewassermenge ist die höchste Zahl der an einem Tag vorkommenden Schleusenfüllungen zu berücksichtigen.

Bei Kanälen mit Scheitelhaltung geht die Planung des Schleusungswasserbedarfs im allgemeinen von der Scheitelhaltung aus; sie führt den unteren Haltungen mit jedem durchfahrenden Schiff Wasser zu.

Der Wasserverbrauch infolge Undichtigkeiten (Leckwasser) an den Toren und Schützen der Schleusen hängt von der Ausführung und dem Betriebsalter dieser Teile ab.

In einer Schleusenkette ist er einmal zu berücksichtigen, weil der Leckwasserverlust der oberen Haltung der unteren Haltung zugute kommt.

Fischerei, Erholung

Die Nutzung von Schiffahrtskanälen als Fischgewässer sowie für Zwecke der Erholung im und auf dem Wasser hängt in erster Linie von der Wassergüte des Kanalwassers ab.

Die Speisungsmaßnahmen sollen den Interessen des Umweltschutzes Rechnung tragen.

Infolge der Vielzahl der Speisungsquellen mit ihren unterschiedlichen sekundlichen Speisungsmengen und beim (nicht zulässigen) Einbringen ölhaltiger Bilgen- und Ballastwässer durch die Schiffahrt bildet sich ein Mischwasser wechselnder Qualität. Die schlechteste Kanalwasserqualität ist in den Haltungen anzutreffen, die einer verschmutzten Speisungsquelle (Rhein) am nächsten liegen, besonders in Trockenzeiten.

Das Kanalnetz darf nicht als Abwasser-Sammler dienen. Die Einleitung von Regenwasser und von industriellen und häuslichen Abwässern kann deshalb nicht geduldet werden, auch wenn sie mechanisch oder biologisch geklärt sind.

Wegen der ständigen Umwälzung des Wassers an den Schleusen und durch Schiffsschrauben findet eine Belüftung des Kanalwassers statt, so daß trotz der geringen Fließgeschwindigkeit in der Kanalhaltung der Sauerstoffeintrag erheblich ist.

Durchleitung

Die Nutzung einer künstlichen Wasserstraße oder ihrer Teilstrecken zum Transport von Wasser ist in den folgenden Fällen möglich [12]:

zur Hochwasserentlastung von kleineren Flüssen,

als Vorfluter zur Entwässerung tiefliegender Landstriche,

zur Versorgung von Entnehmern am Kanal und

zum Transport von Wasser von einem Flußgebiet mit Wasserüberschuß in ein Mangelgebiet.

Diese wasserwirtschaftlichen Nebennutzungen eines Schiffahrtskanals bedürfen einer weitgehenden Anpassung an die Gesamtwasserversorgung mit Kanalwasser, da sie im allgemeinen ohne Querschnittserweiterungen erfolgen. Außerdem ist zu berücksichtigen, daß die Durchleitungen nur zeitweilig stattfinden.

1.2.3 Nutzungen außerhalb des Kanals

Der Entnahme von Wasser aus künstlichen Wasserstraßen sind Grenzen gesetzt durch die Forderungen eines sicheren Schiffahrtsbetriebes. Diese Grenzen sind gegeben durch [2]:

die zulässigen Wasserspiegelschwankungen im Hinblick auf die erforderlichen Tauchtiefen und lichten Brückendurchfahrtshöhen sowie

die tägliche Regelung der Zu- und Abflüsse der einzelnen Kanalhaltungen.

Die an der Wasserentnahme interessierten Kanalanlieger haben sich daher den Speisungsmaßnahmen anzupassen, die der Erhaltung der Schiffbarkeit dienen.

Es wird unterschieden zwischen Gebrauchswasser und Verbrauchswasser.

Gebrauchswasser

Als „Gebrauchswasser" wird Kanalwasser bezeichnet, das aus einem Kanal entnommen und nach Gebrauch in sauberem Zustand mit nur unbedeutenden Verlusten im Betriebsnetz wieder in den Kanal zurückgegeben wird.

In erster Linie handelt es sich dabei um Kühlwasser für thermische Kraftwerke, das meist erwärmt, aber sonst unverändert, d. h. ohne Berührung mit schädigenden Fremdstoffen, teilweise wieder in den Kanal gelangt. Die Kanaloberfläche wirkt als Kühlfläche. Die dabei zusätzlich auftretende Verdunstung ist als Wasserverbrauch anzusehen. Hinzu kommen die Betriebswasserverluste, die je nach Kühlverfahren, elektrischer Leistung und Kraftwerkstyp sehr verschieden sind.

Bei der Verwendung von Gebrauchswasser zur Kühlwasserversorgung ist die Entfernung zwischen Kanal und Verwendungsstelle begrenzt. Hier spielt die Preisrelation zwischen Gebrauchswasser und Verbrauchswasser eine Rolle. Thermische Kraftwerke mit einem Wasserkreislauf Kanal-Betrieb-Kanal sind bisher nur in einer Entfernung bis zu 1 km vom Kanalufer erstellt worden.

Bezüglich des Wasserbedarfs und der Wasserverluste von Wärmekraftwerken wird auf [12] und [16] hingewiesen.

Die mit einer Rückgabe gekoppelte Wasserentnahme aus einem Kanal ist auch gegeben, wenn dieser als Unterbecken eines Pumpspeicherkraftwerks dient, welches Kanalwasser im Pendelbetrieb zu einem in Kanalnähe liegenden Oberbecken fördert. Die auf dessen Oberfläche stattfindende Verdunstung ist ebenfalls als Wasserverbrauch anzusetzen.

Über die für die Pumpspeicherung erforderliche Gebrauchswassermenge und ihre Auswirkungen auf die Schiffahrt gibt [13] Auskunft.

Als weitere Nutzung des Kanalwassers ist seine Verwendung in Fischteichen und sonstigen Fischzuchtanlagen zu nennen, die außerhalb des Kanals angelegt werden; ob es als Gebrauchswasser oder als Verbrauchswasser anzusehen ist, hängt von den örtlichen Gegebenheiten ab.

Verbrauchswasser

Als „Verbrauchswasser" wird Kanalwasser bezeichnet, das nach der Entnahme je nach Art der Nutzung außerhalb des Kanals nicht mehr in das Kanalnetz zurückgegeben werden kann, weil es verdampft (Industrie) oder weil es bei Bewässerungen versickert (Landwirtschaft) oder als Rohwasser (in Wasserwerken oder Schwimmbädern) verbraucht und anderen Vorflutern als Abwasser zugeleitet wird.

Der Abnahmebereich für Verbrauchswasser erstreckt sich auf eine wesentlich größere Bandbreite beiderseits des Kanalbettes als für Gebrauchswasser.

Dies gilt insbesondere für Verwendungszwecke, für die die Kanalwasserqualität ausreicht. Die Grenze der Entfernung vom Kanalufer liegt dort, wo die Gestehungskosten des Kanalwassers noch billiger sind als Wasser aus dem Trinkwassernetz.

Der Anteil der Verbrauchswasserentnahme an der Gesamtwasserentnahme ist im allgemeinen wesentlich niedriger als der der Entnahme von Gebrauchswasser.

1.2.4 Naturbedingte Wasserverluste

Als ständige Verluste des Kanalwassers sind die Verdunstungen an der Oberfläche der Kanäle und Häfen sowie die Versickerung in den Untergrund anzusehen.

Verdunstung

Die Verdunstungsmenge hängt unmittelbar ab von der Größe der Wasseroberfläche und der Verdunstungshöhe; letztere ist eine Funktion der Witterung, der Luftbewegung, der Sonnenbestrahlung und des umgebenden Bewuchses.

Es ist zweckmäßig, die Verdunstungshöhe während mehrerer Sommermonate zugrundezulegen und einen mittleren Tageswert anzunehmen.

Versickerung

Die Versickerungsmenge ist hauptsächlich abhängig von der Beschaffenheit des Untergrunds, dem Druckgefälle zwischen Kanalwasserspiegel und Grundwasserspiegel sowie der Güte der Kanaldichtungen. Mit der Zeit können Veränderungen dieser Werte eintreten, vor allem bei Dichtungen aus Erdstoffen (Ton, Hydraton).

Die naturbedingten Wasserverluste am Beginn des Kanalbetriebs haben in der Regel auf die Speisung insofern wenig Einfluß, als der Wasserbedarf für die sich erst entwicklende Schiffahrt zunächst gering sein wird.

1.2.5 Gesamter Wasserbedarf

Ständiger Bedarf

Aufgrund der vorangegangenen Feststellungen setzt sich der gesamte laufende Wasserbedarf aus konstanten und veränderlichen Komponenten zusammen, die auf folgende Weise gedeckt werden müssen bzw. können:

Verlauf	Kanalbedarfswasser für	Deckung durch
Konstant	naturbedingte Verluste	Ersatz
Konstant	Leckwasser an Schleusen	Rückpumpen bzw. Ersatz des Leckwassers der Schleuse mit der größten Stufenhöhe
Veränderlich	Schleusungswasser	Rückpumpen bzw. Ersatz des Schleusungswassers der Schleuse mit der größten Stufenhöhe
Veränderlich	Durchleitungswasser	Ersatz
Veränderlich	Gebrauchswasser	Rückgabe
Veränderlich	Verbrauchswasser	Ersatz

Verminderung des Bedarfs

Der Bedarf an Betriebswasser für die Schleusen kann durch folgende bauliche Anlagen eingeschränkt werden:

Sparschleusen, Zwillingsschleusen
Rückpumpanlagen
Schiffshebewerke

Ihre Verwendung und Bauart richten sich nach den örtlichen Verhältnissen.

Außerordentlicher Bedarf

Ein außerordentlicher Wasserbedarf tritt ein bei der erstmaligen Füllung eines Kanals und bei zeitweiliger Wiederfüllung einzelner Kanalstrecken nach Trockenlegung für Instandsetzungszwecke; diese Maßnahmen wird man zweckmäßig in wasserreichen Zeiten vornehmen.

Dem Ausfall von Rückpumpanlagen und von Sparbecken muß im Hinblick auf die Aufrechterhaltung der Schiffahrt durch geeignete Ersatzmaßnahmen Rechnung getragen werden.

Zur Eisminderung im Kanal kann das zurückgegebene Kühlwasser von thermischen Kraftwerken herangezogen werden. Zum Transport des erwärmten Wassers ist eine Längsströmung erforderlich, die meist zusätzliche Speisungsmaßnahmen notwendig macht.

1.3 Deckung des Wasserbedarfs der Kanäle

1.3.1 Beschaffung von Speisewasser

Direkte Speisung der Scheitelhaltung

Die Scheitelhaltungen des Kanalnetzes der Bundesrepublik Deutschland liegen so hoch, daß eine unmittelbare Wasserversorgung aus natürlichen Wasserläufen, die das ganze Jahr über ausreichende Speisungsmengen zur Verfügung stellen können, meist nicht möglich ist. Auch die Anlage von Staubecken zum Ausgleich vom natürlichen Zufluß und Kanalwasserbedarf genügt im allgemeinen nicht immer, um den Betrieb eines verkehrsreichen Kanals jederzeit zu gewährleisten.

Bei tief eingeschnittenen Kanalhaltungen kann die natürliche Speisung aus dem Grundwasser der unmittelbaren Umgebung in Betracht kommen, sofern der Kanalwasserspiegel tiefer liegt.

Auch sie wird aber meistens, besonders bei Scheitelhaltungen, für den vollen Wasserbedarf nicht ausreichen. Außerdem ist dabei die eventuelle Priorität der Trinkwasserversorgung zu prüfen.

Wo der natürliche Zufluß solcher ober- oder unterirdischer Quellen zu einer Scheitelhaltung nicht oder nur teilweise gegeben ist, kann die Zuleitung von Ersatzwasser aus in der Nähe und nicht viel tiefer liegenden Flußläufen oder Grundwasserströmen durch künstliche Hebung mittels Pumpen erfolgen.

Wenn im Idealfall die täglichen Schleusungszahlen an allen Staustufen sowie die Wasserflächen ihrer Kammern annähernd gleich sind und die Höhe der oberen Stufe jeweils etwas größer ist als die der nächst tiefer liegenden Schleuse, können die Füllmengen eines Betriebstages für die oberste Kammer den Wasserbedarf der tiefer liegenden Schleusen decken. In gleicher Weise können auch die Wasserverluste und die Verbrauchswassermengen in den tiefer liegenden Haltungen mit entsprechend größerer Einspeisung in die Scheitelhaltung ersetzt werden.

Wo diese idealen Verhältnisse nicht bestehen, ergeben sich teils Schleusen mit Überschußwasser, teils Stauhaltungen mit Fehlbedarf. In diesem Fall wird von der Scheitelhaltung bzw. den oberen Stufen nicht nur das jeweils erforderliche Schleusenbetriebswasser, sondern zusätzlich sogenanntes Freiwasser für die Auffüllung der tiefer liegenden Haltungen mit größerem Wasserbedarf abgelassen.

Grundsätzlich kann der Wasserbedarf des Kanals aber auch dadurch gedeckt werden, daß das Schleusungswasser an jeder Stufe wieder in die obere Haltung zurückgepumpt wird. In diesem Fall müssen nur die Wasserverluste und die Verbrauchswassermengen von der Scheitelhaltung her den einzelnen Haltungen zugeleitet werden.

Pumpförderung zur Scheitelhaltung

Wo eine direkte Einleitung von Wasser in höher gelegene Kanalstrecken einschließlich der Scheitelhaltung aus Mangel an ausreichendem Zufluß oder Gefälle nicht oder nicht immer möglich ist, muß die erforderliche bzw. fehlende Speisungswassermenge aus tiefer liegenden wasserreichen Flüssen (Rhein, Donau) entnommen und über die Kanalrampen zur Scheitelhaltung hinauf transportiert werden. In wirtschaftlicher Weise wird möglichst nur in Niedrigtarifzeiten gepumpt. Zum Ausgleich zwischen Pumpzeit und Verbrauchszeit muß die Scheitelhaltung entweder ein gewisses Speichervermögen besitzen, oder es muß neben der Haltung ein Speicher- bzw. Ausgleichsbecken angelegt werden.

Das Einspeisen oder Absaugen der durchflossenen Kanalhaltungen hat zur Folge, daß die mittlere Fließgeschwindigkeit des Wassers im Kanalquerschnitt stark schwanken und die Fließrichtung häufig wechseln können. Außerdem ist zu beachten, daß der Kanalwasserspiegel ein Speisungsgefälle für den Wassertransport benötigt, das unter Umständen noch von einem Windstaugefälle überlagert wird.

1.3.2 Wasserbewirtschaftung

Bewirtschaftungspläne

Speisungsanlagen haben den Wasserverbrauch zur Zeit des größten Bedarfs zu decken und müssen auch Verbrauchsschwankungen Rechnung tragen. Dazu sind Wasserbewirtschaftungspläne (Speisungspläne) aufzustellen; in ihnen sind für alle Haltungen Bedarf und Beschaffung des Speisewassers als Funktion der Zeit aufzutragen.

Neben der Bedarfsmenge spielt der momentane Wasserbedarf (m^3/s) eine Rolle. Das Leistungsvermögen der Zuleitungen bzw. Pumpen muß so hoch ausgelegt werden, daß der Gesamtspitzenbedarf gedeckt ist.

Spitzendeckung

Verbrauchsspitzen können bis zu einem bestimmten Umfang durch den Kanal selbst ausgeglichen werden, indem man die Wasserreserve zwischen dem Normalwasserstand und dem angespannten Wasserstand heranzieht. Bei der Wasserbeschaffung ist darauf zu achten, daß der Normalwasserstand nicht unterschritten wird.

Sofern die erforderliche Speicherung im Kanal selbst technisch nicht möglich oder unwirtschaftlich ist, kann die Anlage eines Seitenspeichers neben der Scheitelhaltung in Betracht kommen, der durch Pumpspeisung über die Kanalrampe gefüllt wird. Mit einem solchen Ausgleichsbecken werden nicht nur die Hochtarifzeiten der Pumpwerke überbrückt, sondern auch der Ausfall von Sparbecken oder Rückpumpanlagen während der Schiffahrtsbetriebszeit.

1.3.3 Technische Einrichtungen

Abgesehen von den Schleusen und Rückpumpanlagen sind eine Reihe anderer Einrichtungen am Kanal zu erstellen, um die reibungslose Wasserversorgung zu gewährleisten.

Bauwerke

Zur Einleitung natürlicher Zuflüsse in die Scheitelhaltung sind Speisungsbauwerke erforderlich. Sie sind so zu konstruieren, daß einerseits nur die zulässige Wassermenge aus dem Fluß entnommen werden kann und andererseits keine Feststoffe aus dem Fluß in den Kanal gelangen.

Haltungen, denen von oben her zu reichlich Wasser zugeflossen ist (Überschußhaltungen), oder Kanalhaltungen, die zur Hochwasserabfuhr herangezogen werden, müssen mit ausreichenden Entlastungsbauwerken ausgestattet werden. In Betracht kommen z. B. Überlaufschwellen am Kanalufer, die selbständig anspringen und das Überschußwasser nach einem benachbarten Vorfluter abschlagen. Eine Möglichkeit, überschüssiges Wasser talwärts nach Haltungen abzulassen, die es z. B. zur kontinuierlichen Industriewasserversorgung nach Schiffahrtsbetriebsschluß benötigen, besteht in Freiwasserleitungen, mit denen die Pumpwerke ausgerüstet werden.

Die Ableitung von Verbrauchswasser und Gebrauchswasser aus dem Kanal erfordert Entnahmebauwerke. Diese sind wegen der möglichen Auswirkungen auf die Schiffahrt so zu gestalten, daß die maximal zulässige Querkomponente der Strömung nicht überschritten wird. Das gleiche gilt für die Rückgabe von Gebrauchswasser an den Kanal über Wiedereinleitungsbauwerke.

Fernsteuerung

Um eine optimale Bewirtschaftung und möglichst geringe Schwankungen der Betriebswasserstände zu erreichen, ist eine zentrale Fernsteuerung der Speisungs- und Entlastungseinrichtung des Schiffahrtskanals erforderlich. Die zusammenfassende Übersicht der fernübertragenen Meßwerte aller Haltungswasserstände, Pumpen und Entlastungsanlagen ermöglicht eine kurzfristige Reaktion des zentral eingesetzten Bedienungspersonals in bezug auf die zweckmäßigste Änderung der Speisungsmaßnahmen.

Die Konzentration der Registrierung der Wasserstände, des Empfangs von Meldungen über den jeweiligen Betriebszustand und der Abgabe von Befehlen zur Einleitung der Schaltvorgänge am Empfangsort an einer einzigen Stelle des Kanalnetzes hat neben einer beachtlichen Personaleinsparung den Vorteil eines wesentlich elastischeren Einsatzes der Pumpen und Verschlußorgane gegenüber einer Einzelbedienung.

1.3.4 Wirtschaftliche Aspekte

Pumpstromkosten

Ein entscheidender Faktor bei der Wahl des Speisungssystems eines Kanals sind die Pumpstromkosten. Man wird daher versuchen, die Wasserversorgung nicht allein auf die künstliche Speisung abzustellen, sondern soweit als möglich — wenigstens in den wasserreichen Zeiten — auch die natürlichen Zubringer heranzuziehen. Angesichts des zunehmenden Speisungswasserbedarfs im deutschen Kanalnetz tritt der Anteil der natürlichen Speisung jedoch immer mehr zurück.

Soweit gepumpt werden muß, sind dafür nach Möglichkeit Zeiten mit Schwachlastbedarf an elektrischer Energie zu wählen und dafür mit den Elektrizitätsunternehmen Billigtarife zu vereinbaren.

Organisationsformen

Wo Schiffahrtskanäle als Nebenzweck Fernleitungen sind, durch die Wasser innerhalb der wasserwirtschaftlichen Rahmenplanung an andere Verbraucher herangeführt wird, kann die Heranziehung der Wasserstraßen nur in engem Einvernehmen zwischen den beteiligten Gruppen betrieben werden. Die Kosten, die im Rahmen der Mehrzwecknutzung eines Kanals entstehen, können nach der Theorie der Kostenzurechnung [11] in direkt zurechenbare Kosten und Gemeinkosten aufgeteilt werden.

Zu ersteren gehören die anteiligen Kosten für Pumpstrom, für besondere Anlagen zur Wasserversorgung, für die Unterhaltung und für Personal, zu letzteren Anteile an den Gesamtkosten der Wasserbauanlage. Die Frage eines Entgelts für die Durchleitung des Wassers durch die Wasserstraße, die allein für Schiffahrtszwecke erstellt worden ist, bedarf einer besonderen Behandlung.

In der Bundesrepublik Deutschland ist die Beschaffung des Wassers für Schiffahrt Sache des Bundes („Bundeswasserstraßen"), die übrige Wasserwirtschaft Sache der Länder bzw. dafür gebildeter regionaler Wasserverbände.

Nach dem deutschen Wassergesetz hat jeder dem anderen einen Schaden bzw. Aufwand zu ersetzen, den jener für die Nutzung aufbringt.

2. Die Binnenschiffahrtskanäle der Bundesrepublik Deutschland

2.1 Einführung

Die Bundesrepublik Deutschland hat ein Binnenwasserstraßennetz von rd. 4870 km Länge. Davon sind rd. 3790 km natürliche Wasserstraßen mit zum Teil geregelten, zum Teil staugeregelten Flüssen. Für die Binnenschiffahrt haben ausschließlich die Flüsse mit größerem Verkehrsaufkommen Bedeutung:

der Rhein einschließlich der Nebenflüsse Main, Mosel und Neckar
sowie die Ems, die Weser, die Elbe und die Donau.

Die Verbindung zwischen diesen Stromgebieten wurde durch den Bau von Binnenschiffahrtskanälen hergestellt. Die Länge dieser künstlichen Wasserstraßen beträgt zur Zeit rd. 1080 km.

Zeitlich gesehen wurden die einzelnen Stromgebieten nacheinander — von West nach Ost fortschreitend — an den bedeutendsten und verkehrsreichsten Strom, den Rhein, angeschlossen.

Es wurden erreicht

1914 der Anschluß der Ems (Rhein-Herne-Kanal, Dortmund-Ems-Kanal)

1915 der Anschluß der Weser (Mittellandkanal)

1938 der Anschluß der Elbe (Mittellandkanal).

Weitere Verbindungen zwischen den Stromgebieten wurden bis in neueste Zeit hin fertiggestellt (1935 Küstenkanal, 1976 Elbe-Seitenkanal). Das norddeutsche Wasserstraßennetz mit seinen überwiegend in Nord-Süd-Richtung verlaufenden natürlichen und in Ost-West-Richtung verlaufenden künstlichen Wasserstraßen bildet insgesamt eine Einheit und kann als im wesentlichen vollendet gelten.

In Süddeutschland ist die Verbindung der Stromgebiete von Rhein/Main mit der Donau zur Zeit im Bau.

Die im folgenden behandelten Binnenschiffahrtskanäle dienen zur Überwindung der Wasserscheiden zwischen den genannten Stromgebieten. Sie bestehen aus je zwei oder mehr Schleusentreppen und einer Scheitelhaltung und sind überwiegend auf eine künstliche Wassereinspeisung angewiesen.

Das Ziel der Ausbaumaßnahmen ist, den gesamten Bereich für das Schiff mit 1350 t Tragfähigkeit bei 2,50 m Abladetiefe zugänglich zu machen. Schubverkehr für Verbände mit 2 Leichtern vom Typ Europa II soll beim weiteren Ausbau dort berücksichtigt werden, wo ein größeres Aufkommen dieser Verkehrsart erwartet wird.

2.2 *Kanäle in Norddeutschland*

2.2.1 Westlicher Teil

Der westliche Teil (Abb. 1) verbindet das Stromgebiet des Rheins über zwei Schleusentreppen (Rhein-Herne-Kanal, Wesel-Datteln-Kanal), die Scheitelhaltung des Dortmund-Ems-Kanals und die absteigende Schleusentreppe des Dortmund-Ems-Kanals mit der Ems. Über die Weststrecke des Mittellandkanals und den Kanalabstieg in Minden wird die Weser erreicht. Dieser Teil wurde in seiner wesentlichen Form im Zeitraum von 1899 bis 1932 vollendet. Er weist den stärksten Binnenschiffsverkehr der hier betrachteten Kanäle auf. Die Höhenunterschiede zwischen Fluß und Scheitelhaltung werden überwiegend in zahlreichen Schleusenstufen mit geringer Fallhöhe ohne Anlagen zur Wasserersparnis überwunden. Die Scheitelhaltung wird zum Teil durch natürliche Zuflüsse, zum Teil durch Pumpspeisung mit Wasser versorgt (Tab. 1). Das Gesamtproblem der Speisung ist recht verwickelt. Es liegen jedoch infolge der langen Betriebsdauer zahlreiche Erfahrungen über Bau, Unterhaltung und Betrieb der Kanalspeisungsanlage vor. Hierüber wird im Teil 3 näher berichtet.

Scheitelhaltung Nr. nach Abb. 1		1	2	3	4
Vollendung	Jahr	1899	1938/76	1900	1905
Länge einschl. Zweigkanäle mit gleichem Niveau	km	102,1	128,4	29,8	16,5
Oberfläche	km²	5,7	5,9	3,1[2]	0,8
Höhenlage	NN+	56,5	65,0	11,8	406,0
Pumpspeisung	%	45	90[1]	0	100
Natürlicher Zufluß	%	55	10[1]	100	0
min. Förderhöhe bei Pumpspeisung	m	31,5	28	–	67,8
Mittleres Verkehrsaufkommen 1975	Mio Tragfähigkeitstonnen	26,4	14,5	2,2[3]	

[1] geschätzt [2] mit Saen [3] 1973

Tabelle 1: Charakteristik der vier Scheitelhaltungen an Kanälen der Bundesrepublik Deutschland

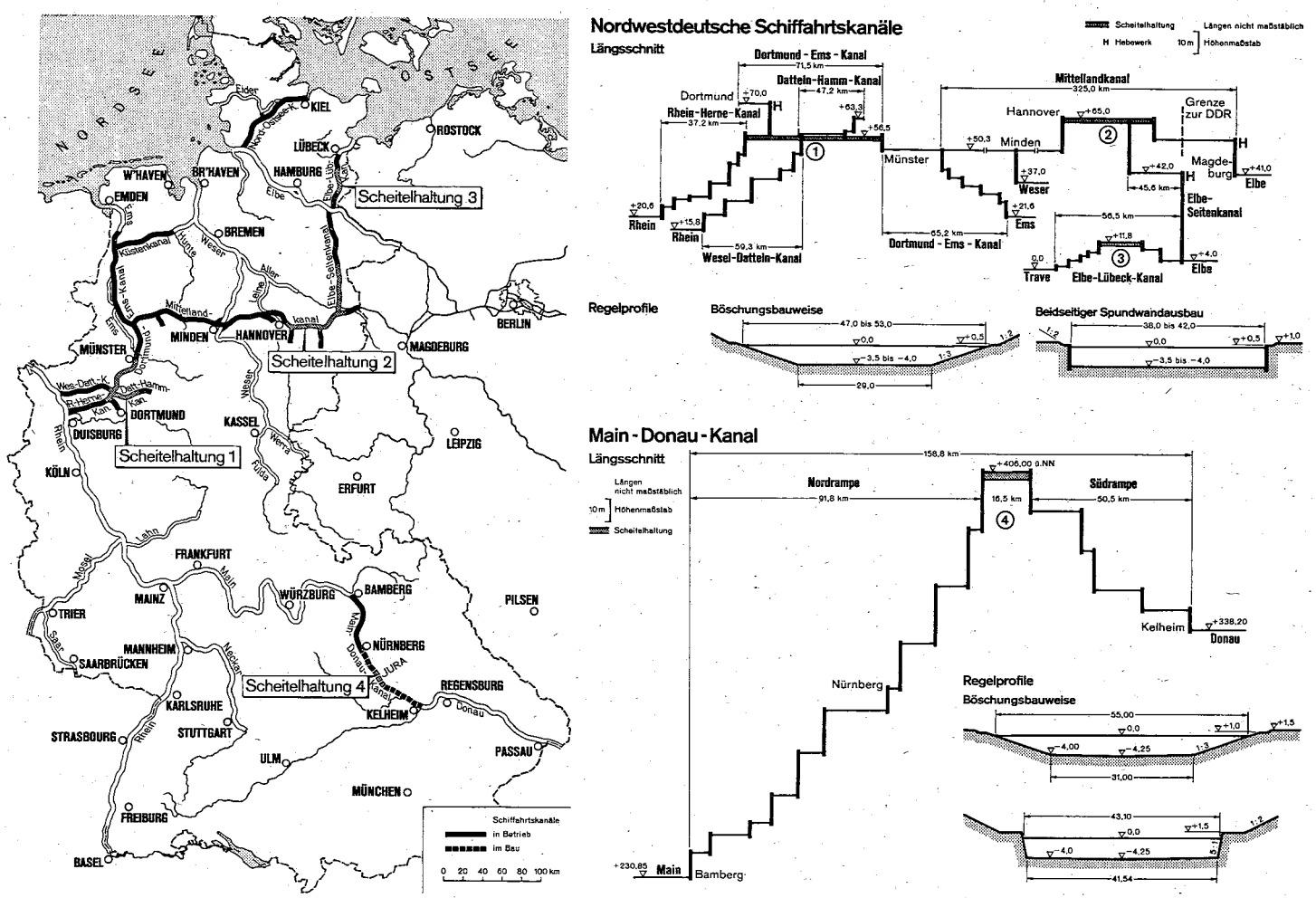


Abb. 1: Die Binnenschiffahrtskanäle der Bundesrepublik Deutschland

2.2.2 Östlicher Teil

Der östliche Teil (Abb. 1) verbindet das Stromgebiet der Weser über 2 Schleusenstufen in Minden und Hannover, die Scheitelhaltung des Mittellandkanals und 2 Schleusenstufen des Mittellandkanals und des Elbe-Seitenkanals mit der Elbe (dabei Abstieg vom Mittellandkanal zur Elbe auf dem Gebiet der DDR liegend). Ein direkter Anschluß an den westlichen Teil und damit auch an den Rhein wird durch eine Kanalbrücke in Minden über die Weser hergestellt. Dieser Teil wurde im wesentlichen ab 1914 gebaut und mit der Inbetriebnahme des Elbe-Seitenkanals vollendet. Im Gegensatz zum älteren westlichen Teil werden hier die Höhenunterschiede in nur wenigen Stufen mit durchweg großer Höhe, die als wassersparende Anlagen ausgebildet sind, überwunden.

Der Wasserbedarf dieses Bereiches muß überwiegend durch Pumpspeisung gedeckt werden (Tab. 1). Erfahrungen der im Verbund betriebenen Kanalspeisung dieses Bereiches liegen bisher noch nicht vor. Weitere Ausführungen werden daher hier nicht gebracht.

2.2.3 Nördlicher Teil

Im nördlichen Teil (Abb. 1) sind 2 Binnenschiffahrtskanäle zu nennen. Der Elbe-Lübeck-Kanal verbindet die Elbe mit dem Hafen Lübeck. Er wurde im Jahre 1900 in Betrieb genommen. Entsprechend dem Alter werden die Höhenunterschiede nur durch geringe Fallhöhen überwunden. Der Wasserbedarf des Kanals wird ganz durch natürliche Zuflüsse gedeckt (Tab. 1). In trockenen Jahren ist jedoch dieses Wasserdargebot nicht immer ausreichend.

Der Küstenkanal stellt eine weitere Verbindung zwischen Weser und Ems her. Er wurde 1935 in Betrieb genommen. Der Kanal besteht aus einer Haltung, die beidseitig durch eine Stufe begrenzt ist. Der Wasserbedarf wird voll durch natürliche Zuflüsse gedeckt. Eine wichtige Aufgabe des Kanals ist die Entwässerung der umgebenden Moorgebiete.

2.3 Der Main-Donau-Kanal in Süddeutschland

Im Rahmen der Wasserstraßenverbindung Rhein-Donau bildet der Main-Donau-Kanal (Abb. 1) das Bindeglied zwischen den natürlichen Wasserstraßen Main und Donau. Beide Stromgebiete sind durch die Wasserscheide des Jura voneinander getrennt.

Hinsichtlich der Kanalspeisung ist dieses Kanalsystem einfach und übersichtlich; wasserwirtschaftliche Belange spielen auch hier eine wichtige Rolle. Es wurde von Anbeginn nach einheitlichen Gesichtspunkten geplant und wird daher in Teil 4 näher erläutert.

3. Speisung der nordwestdeutschen Kanäle [2] [9] [14]

In diesem Teil wird der unter 2.2.1 angeführte westliche Abschnitt des norddeutschen Kanalsystems näher betrachtet (Abb. 2).

3.1 Bauliche Entwicklung und zugeordnete Aufgaben

Als erstes Teilstück wurde der Dortmund-Ems-Kanal im Jahre 1899 in Betrieb genommen, um der Industrie im östlichen Ruhrgebiet einen Wasserstraßenanschluß an einen deutschen Seehafen zu bieten. Damit begann die bedeutsame Entwicklung der Kanalschiffahrt als eine eigenständige, nach den besonderen Erfordernissen des Kanalbetriebes ausgerichtete Schiffahrt. Der Bau von Schiffahrtskanälen im westdeutschen Raum wurde fortgesetzt mit dem Ziel, das ständig an Bedeutung zunehmende Industriegebiet an der Ruhr durch Wasserstraßen zu erschließen und den Abtransport von Kohle wirtschaftlich zu ermöglichen. Im Jahre 1914 wurde der Rhein-Herne-Kanal fertiggestellt, der das kohlefördernde Ruhrgebiet unmittelbar durchquert und erstmals eine durchgehende Verbindung Rhein — Ems und damit Rhein — deutsche

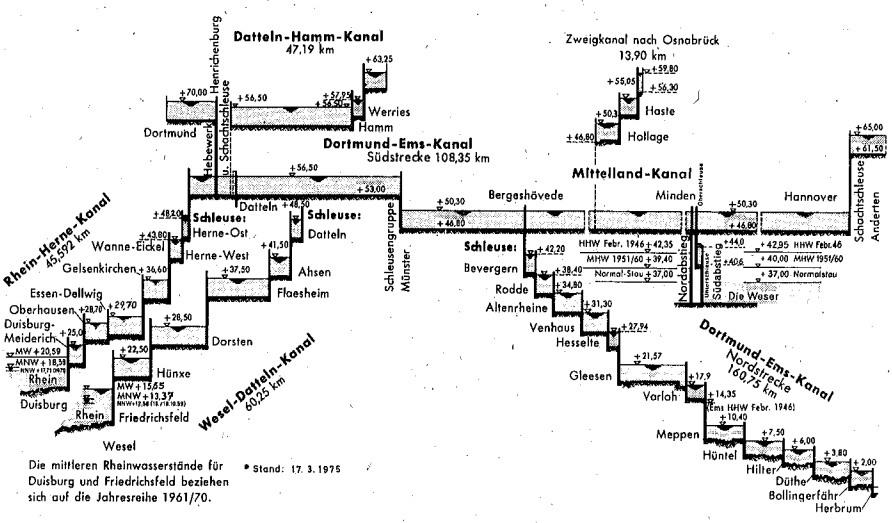


Abb. 2: Längsschnitt der nordwestdeutschen Kanäle

Nordseeküste schuf. Gleichzeitig wurde der Datteln-Hamm-Kanal bis Hamm eröffnet. Ihm wurden zwei wichtige Aufgaben zugewiesen: Eine weitere Erschließung des östlichen Ruhrgebietes sowie die Speisung des Kanalnetzes aus der Lippe bei Hamm mit natürlichem Gefälle.

Der Mittellandkanal wurde 1915 bis zur Weser für die Schiffahrt befahrbar. Er teilt den Dortmund-Ems-Kanal in eine südliche Hälfte, die als natürliche Fortsetzung des Mittellandkanals und Teilstück einer durchgehenden Ost-West-Wasserstraßenverbindung eine größere Bedeutung als der nördliche Teil erlangt hat. Bereits bei der Planung wurde dem Mittellandkanal die Aufgabe zugewiesen, schädliche Hochwasserspitzen der ihn kreuzenden Flüsse und Bäche aufzunehmen und anderen leistungsfähigeren Wasserläufen zuzuführen.

Der Wesel-Datteln-Kanal schließlich wurde 1931 dem Verkehr übergeben. Er stellt die kürzeste Verbindung zwischen den Rheinmündungshäfen und dem östlichen Ruhrgebiet her und dient zur Entlastung des Rhein-Herne-Kanals.

Das gegenüber der ursprünglichen Planung stark angestiegene Verkehrsaufkommen der nordwestdeutschen Kanäle machte wiederholt bauliche Maßnahmen, wie Vertiefung und Verbreiterung des Kanalbettes und den Bau neuer Abstiegsbauwerke, erforderlich. Sie sind noch nicht abgeschlossen. Es wird angestrebt, das Ausbauziel bis etwa 1985 zu erreichen.

Ursprünglich — bis auf geringe Ausnahmen — vornehmlich für Schiffahrtszwecke gebaut, ist das gesamte nordwestdeutsche Kanalnetz heute eine bedeutende wasserbauliche Mehrzweckanlage [12]. Neben Vorflutaufgaben dient es der weiträumigen Versorgung der Wasserwerke, der Wärmekraftwerke, der Industrie und der Landwirtschaft mit Verbrauchs- und Gebrauchswasser sowie allgemein der Überleitung von Wasser aus Flußgebieten mit ausreichendem Wasserdargebot in solche mit mangelndem Wasserdargebot. Wachsende Bedeutung gewinnen ferner die Funktionen Freizeit und Erholung, besonders wegen der Nähe des Ballungsgebietes Rhein—Ruhr.

3.2 *Wasserbedarf*

Der ideale Speisungszustand des beschriebenen Kanalnetzes wäre gegeben, wenn in den höchsten Haltungen ausreichend natürliche Zuflüsse zur Verfügung stünden und die Hubhöhen der einzelnen Haltungen nach unten langsam abnähmen. Dann stünde in jeder Haltung noch ein

gewisser Überschuß an Wasser zur Verfügung, um Wasserabgaben und Verluste decken zu können. Beim Bau des Rhein-Herne-Kanals versuchte man, diesem Idealzustand möglichst nahezukommen, indem man fast an allen Staustufen gleiche Hubhöhen vorsah. Durch Bergbaueinwirkungen haben sich jedoch im Laufe der Jahre die Hubhöhen und damit der Wasserbedarf — hier der Bedarf an Schleusenbetriebswasser — gegenüber der ursprünglichen Planung vollständig geändert, wie aus der Tab. 2 ersichtlich ist.

Stufenhöhe [m]

Schleuse / Jahr	1914	1974	1985
Duisburg-Meiderich	5,40	6,61	7,00
Oberhausen	5,00	3,70	4,10
Essen-Dellwig	5,00	1,10	–
Gelsenkirchen	5,00	6,80	6,70
Wanne-Eickel	5,00	7,20	8,00
Herne-West	5,00	4,40	–
Herne-Ost	6,00	8,30	12,70

Tabelle 2: Stufenhöhen am Rhein-Herne-Kanal

Um einen Überblick über die einzelnen Anteile des Wasserbedarfs der nordwestdeutschen Kanäle zu geben, sei als Beispiel der Wasserbedarf der Scheitelhaltung Herne-Hamm-Münster erläutert, deren Bereich in Abb. 7 punktiert dargestellt ist. In Abb. 3 sind über den einzelnen Jahreszahlen der Abszissenachse die jeweiligen Jahresdurchschnittswerke der Zu- und Abflüsse als Ordinaten aufgetragen.

Der größte Anteil des benötigten Wassers ist das verkehrsabhängige Schleusenbetriebswasser. Seine vorherige Ermittlung ist einfach, wenn die maximalen Schleusenfüllungszahlen hinreichend genau abgeschätzt werden können (siehe Abschnitt 1.2.2). Während des Betriebes wird es durch Aufzeichnung der tatsächlichen Kammerfüllungen registriert. Den zweitgrößten Bedarfsposten stellen das Spaltwasserwerk und die Verluste dar, bestehend aus

— dem Spaltwasser an den beiden Schleusen Herne-Ost (0,2 m^3/s je Schleuse), den Schleusen Datteln (große Schleuse 0,15 m^3/s, kleine Schleuse 0,1 m^3/s) und der Schleusengruppe Münster (3 Schleusen mit zusammen 1,2 m^3/s),

— der Verdunstung an der Kanaloberfläche mit 635 mm/a, die jedoch in Strecken mit vermehrter Kühlwassereinleitung den 2,5fachen Wert annehmen kann (das entspricht 85 bis 330 m^3/km d) und

— der Versickerung mit etwa 5800 mm/a, die jedoch an Spitzentagen etwa das 1,5fache, nämlich rd. 24 mm/d erreichen kann (das entspricht 840 bis 1260 m^3/km d)

Ein mengenmäßig geringer, aber für die Anlieger außerordentlich bedeutungsvoller Anteil des Wasserbedarfs sind die Abgaben (Verbrauchs- und Gebrauchswasser) an Dritte. Die Entwicklung der Verbrauchs- und Gebrauchsabgaben aus dem nordwestdeutschen Kanalnetz südlich von Münster sind aus Abb. 4 ersichtlich. Die Verbrauchswassermengen werden in der Zukunft noch stark zunehmen. Über die in der Darstellung ab Juli 1973 angegebene Lippeanreicherung wird noch im Abschnitt 3.3.2 die Rede sein. In Abb. 3 sind lediglich die der Scheitelhaltung tatsächlich entzogenen Mengen (Verbrauchswasser + 3 % Gebrauchswasser einschl. einer Lippeanreicherung im Jahre 1973) angegeben.

Der gesamte Speisungswasserbedarf der Scheitelhaltung wird durch die in Abb. 3 dick gestrichelte Linie dargestellt. Der über dieser Linie angegebene Wasserüberschuß ist Freiwasser, das von der Scheitelhaltung an niedriger gelegene Haltungen zusätzlich abgegeben werden konnte.

Im Jahre 1902 hatte man den Wasserbedarf des Dortmund-Ems-Kanals für die 150 km lange Strecke zwischen Dortmund, Herne und Gleesen noch zu 2,6 m^3/s angenommen [14]. Demge-

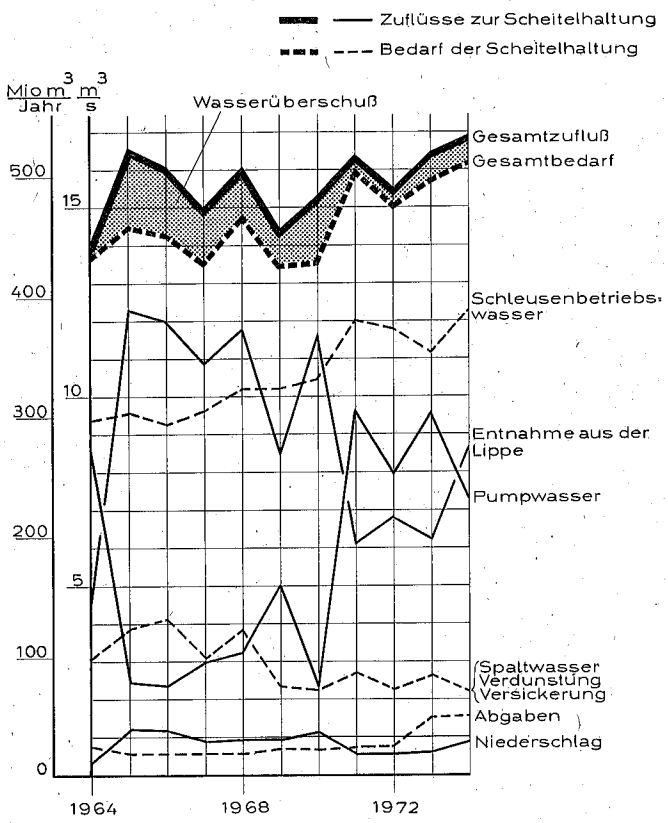


Abb. 3: Wasserbewirtschaftung der Scheitelhaltung Herne-Hamm-Münster 1964 — 1974 (Jahresmittel)

genüber ist der Bedarf der 124,6 km langen Scheitelhaltung Herne-Hamm-Münster im Laufe der Jahre wie folgt gestiegen:

Jahr	Wasserbedarf	
	$10^6 m^3/a$	m^3/s
1926	212	6,74
1951	362	11,5
1964	460	14,5
1973	495	15,7

Dies ist vor allen Dingen auf den erhöhten Verbrauch an Schleusenbetriebswasser zurückzuführen.

Da an Sonn- und Feiertagen sowie in strengen Wintern wegen Vereisung der Kanäle die Schiffahrt zeitweise ruht, ergibt die Darstellung in m^3/s aber nur ein theoretisches Vergleichsbild. Die tatsächlichen Tagesspeisungsmengen liegen wesentlich höher, etwa bei 15 bis 19 m^3/s.

Tagesspitzenwerte wurden z. B. am 25. 8. 1973 mit 25,07 m^3/s und am 14. 10. 1974 mit 23,70 m^3/s erreicht.

Bei allen Speisungsmaßnahmen ist auch auf eine ausreichende Qualität des in ein künstliches Kanalnetz eingespeisten Wassers zu achten. So wird z. B. an der Schleusungsgruppe Münster in

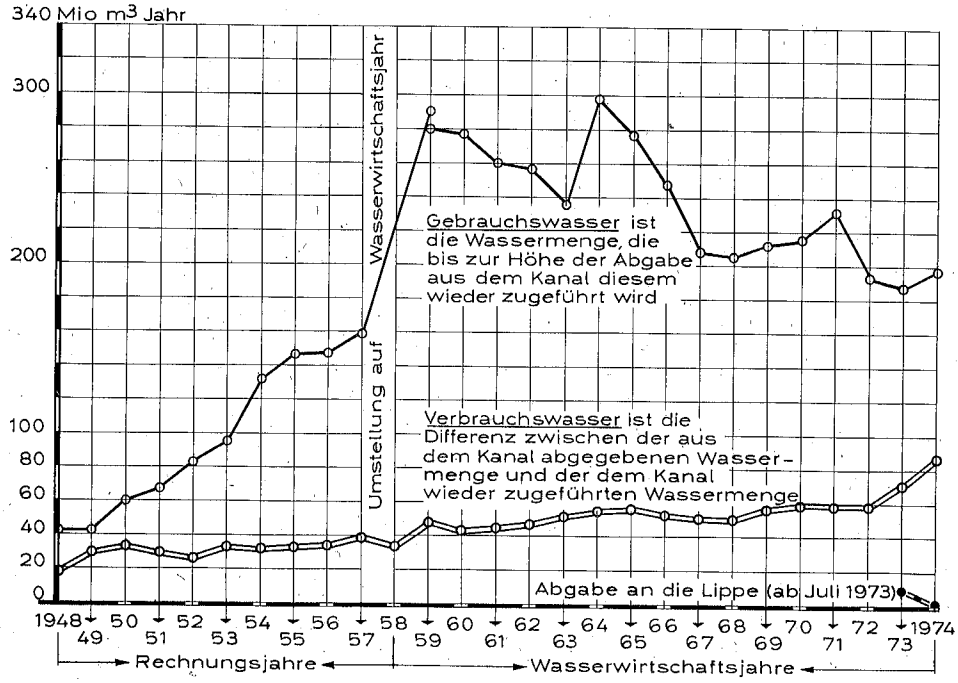


Abb. 4: Verbrauchs- u. Gebrauchswasserabgaben 1948 — 1974 an Wärmekraftwerke, Industrie, Landwirtschaft und Wasserwerke

der Regel nur das in das Unterwasser abfließende Schleusenbetriebswasser ins Oberwasser zurückgepumpt. Dadurch soll vermieden werden, daß über den Mittellandkanal das zwar relativ kostengünstige, aber sehr salzhaltige Weserwasser (bei niedriger Wasserführung über 3000 mg/l Cl) in die Scheitelhaltung gelangt, weil aus dieser Wasser entnommen wird, um das Grundwasser verschiedener Trinkwassergebiete anzureichern. Allgemein ist im Interesse des Umweltschutzes eine optimale Lösung zwischen den beiden Möglichkeiten einer kostengünstigen Wasserversorgung und einer guten Wasserqualität der Kanäle anzustreben.

3.3 *Deckung des Wasserbedarfs*

Der Wasserbedarf des nordwestdeutschen Kanalnetzes und insbesondere der Scheitelhaltung Herne-Hamm-Münster wird — wenn man von den im Jahresdurchschnitt geringfügigen Niederschlägen auf die Kanaloberfläche und das Kanaleinzugsgebiet absieht — auf zweierlei Weise gedeckt, einmal durch das mit natürlichem Gefälle in die Haltung Hamm-Werries des Datteln-Hamm-Kanals zufließende Lippewasser und zum anderen durch künstliche Speisung mit Pumpwasser aus der Weser bei Minden, aus der Ruhr bei Duisburg und aus dem Rhein bei Duisburg und Friedrichsfeld. In den Jahren 1964—1968 bestand das für das Kanalnetz südlich Münster benötigte Speisewasser durchschnittlich etwa zu 40 % aus Pumpwasser und zu 60 % aus Lippewasser und sonstigen Niederschlägen. 1969—1973 lag das Verhältnis bei 50 : 50. In Zukunft wird sich der Anteil des Pumpwassers wegen des steigenden Wasserbedarfs noch vergrößern. Aus den gegenläufigen Kurven der Abb. 3 ist ersichtlich, wie die Lippe- und Pumpwassermengen infolge der Witterungsverhältnisse voneinander abhängig sind.

3.3.1 Die natürliche Speisung aus der Lippe

Seit der Inbetriebnahme des Dattel-Hamm-Kanals besteht die Möglichkeit, Wasser aus der Lippe mit natürlichem Gefälle in die Haltung Hamm-Werries und damit in die Scheitelhaltung

Herne-Hamm-Münster einzuspeisen. Wie die schematische Darstellung in Abb. 5 zeigt, verläuft die Lippe bei Hamm etwa parallel zum Datteln-Hamm-Kanal, lediglich durch einen Schutzdamm gegen Hochwasser voneinander getrennt. Das am Wehr gestaute Lippewasser läuft dem Kanal oberhalb Hamm durch ein Speisungsbauwerk zu und wird teils über einen Leerschuß in der sogenannten Wasserverteilungsanlage, teils über die Schleuse Hamm der tiefergelegenen Scheitelhaltung zugeführt. Um die Wasserversorgung der an der Lippe gelegenen Industrie und den Gütezustand des mit Abwassereinleitungen stark beanspruchten Flusses nicht zu gefährden, muß jedoch immer eine bestimmte Mindestwasserführung in der Lippe verbleiben. Hierüber wurde bereits 1938 eine Vereinbarung getroffen, welche bis zum Jahre 1968 gültig war. Nach dieser Vereinbarung sollten mindestens 7,5 m³/s in der Lippe bleiben. Bei ausreichender Wasserführung durften bis zu 20 m³/s in das Kanalnetz eingespeist werden.

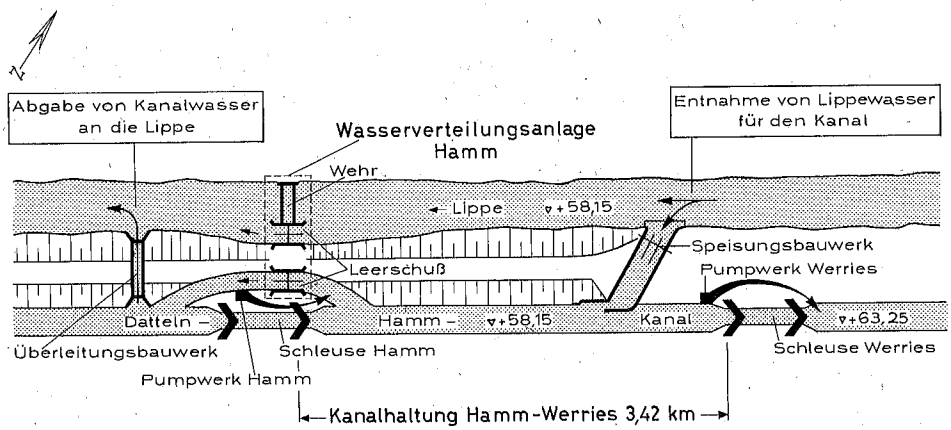


Abb. 5: Speisungseinrichtungen zwischen der Lippe und dem Datteln-Hamm-Kanal bei Hamm (schematischer Lageplan)

Bereits nach 1948 stellte sich aber heraus, daß mit dem Aufblühen der industriellen Produktion die Regelung von 1938 nicht mehr genügte, um den wachsenden Kühlwasserbedarf der an der Lippe unterhalb Hamm gelegenen Wärmekraftwerke und Industriebetriebe zu befriedigen. Mit dem wachsenden Wasserbedarf wuchsen für die Genossen des Lippeverbandes die Zeitspannen zu geringer Lippewasserführung, und durch die größeren Kühlwassermengen stiegen die Wassertemperaturen der Lippe an und nahm die Sauerstoffzehrung zu. Daher kam es 1968 zwischen der Bundesrepublik Deutschland (Wasser- und Schiffahrtsverwaltung) und dem Land Nordrhein-Westfalen zu einem neuen „Abkommen über die Verbesserung der Lippewasserführung, die Speisung der westdeutschen Schiffahrtskanäle mit Wasser und die Wasserversorgung aus ihnen". [3] [4] [10]

Die Aufteilung des Lippeabflusses seit 1968 sei an Hand der Abflußdauerlinie der Lippe oberhalb Hamm 1951/60 (Abb. 6) erläutert.

Der unverminderte Lippeabfluß beträgt rd. 3 m³/s. Der niedrigste Abfluß in Hamm wurde im Juli 1959 mit 2,4 m³/s gemessen. Zu dieser Zeit mußten jedoch noch bis zu 0,6 m³/s an das nordwestdeutsche Kanalnetz abgegeben werden, um die Schleuse Hamm, wo noch kein Pumpwerk existierte, und um die Schleuse Werries betreiben zu können.

Nach dem Abkommen von 1968 darf der Lippe bei einem Abfluß unter 10 m³/s kein Wasser für Speisungszwecke entnommen werden; bei einem Abfluß zwischen 10 m³/s und 35 m³/s sollen mindestens 10 m³/s in der Lippe verbleiben. Bei einem Lippeabfluß über 35 m³/s können bis zu 25 m³/s entnommen und in das Kanalnetz eingespeist werden.

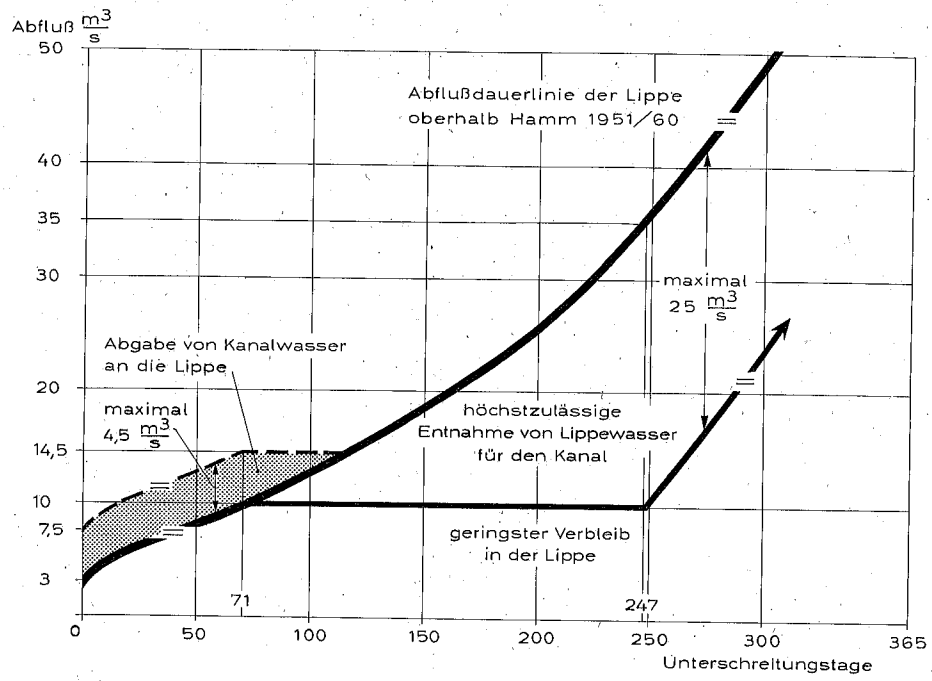
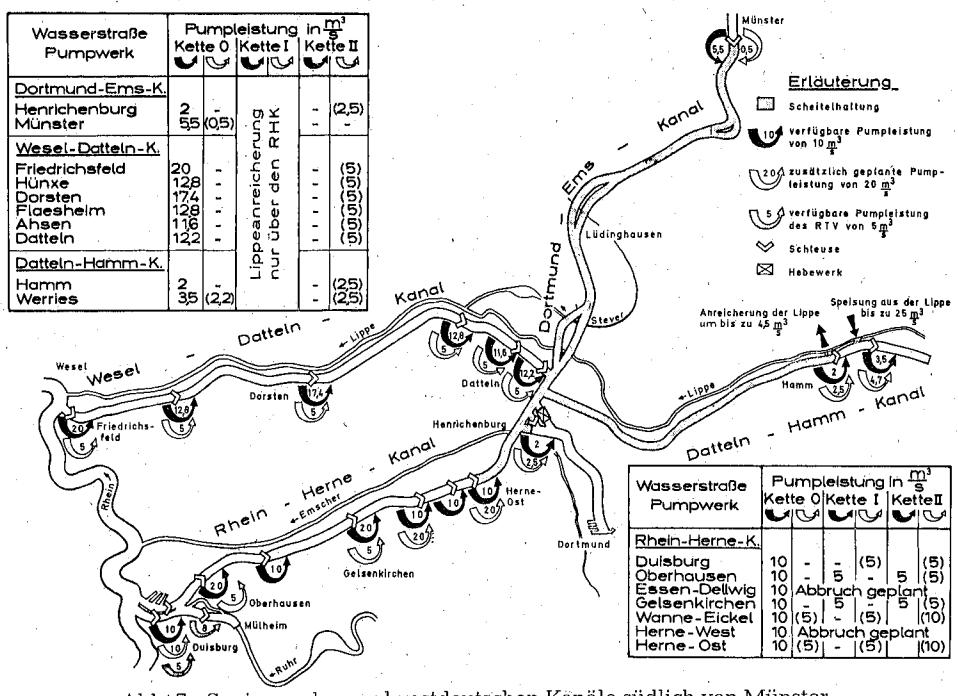


Abb. 6: Vertragliche Aufteilung des Lippeabflusses bei Hamm

3.3.2 Die Pumpspeisung

Die ältesten zur Zeit noch in Betrieb befindlichen Pumpwerke sind das Pumpwerk Münster und das Pumpwerk Henrichenburg (Baujahr 1914). Während das Pumpwerk Münster Wasser, das in Minden aus der Weser in den Mittellandkanal gepumpt wird, mit relativ geringer Hubhöhe und damit kostengünstig in die Scheitelhaltung weitertransportiert (Abb. 1), dient das Pumpwerk Henrichenburg (Abb. 7) der Versorgung der Dortmunder Haltung des Dortmund-Ems-Kanals. Der größte Anteil an Pumpwasser kommt heute jedoch nicht aus der Weser, sondern aus der unteren Ruhr bzw. aus dem Rhein, dem die benötigte Wassermenge auch unbedenklich entnommen werden kann, da sie diesem Fluß zu schätzungsweise über 80 % der Pumpförderung als Schleusenbetriebswasser oder industrielles Abwasser wieder zufließt. Beim Bau des Wesel-Datteln-Kanals (Inbetriebnahme 1930) wurden an dessen Staustufen insgesamt 6 Pumpwerke errichtet. Die meisten von ihnen mußten seit ihrer Inbetriebnahme noch verstärkt werden. Heute weisen sie je nach Hubhöhe und Wasserbedarf unterschiedliche Leistungsgrößen auf. Mit der größten Förderleistung von 20 m^3/s ist das Pumpwerk Friedrichsfeld am Rhein ausgerüstet. Die Höhenlage der Saugtrompeten dieses 1962/1965 neu erbauten Pumpwerks trägt einer voraussichtlichen Rhein-Erosion bis etwa zum Jahre 2000 Rechnung.

Obwohl die Pumpwerksreihe am Wesel-Datteln-Kanal seinerzeit für eine zu erwartende erhebliche Steigerung des Wasserbedarfs bemessen war, so ist doch in den 3 Jahrzehnten danach der Wasserbedarf derartig angestiegen, daß im Jahr 1958 mit dem Bau einer zweiten Pumpwerksreihe an den Staustufen des Rhein-Herne-Kanals mit durchgehend 10 m^3/s Leistung begonnen werden mußte. Lediglich der Fuß dieser Pumpwerkskette, das Pumpwerk Duisburg-Ruhrschleuse, ist älteren Datums (Inbetriebnahme 1943). Mittlerweile sind durch den Abschluß des im Abschnitt 3.3.1 erwähnten Abkommens von 1968 weitere Pumpwerke geplant, bzw. ist deren Bau bereits in Angriff genommen worden. Nach diesem Abkommen wird zwischen folgenden Pumpwerksketten unterschieden:



Wasserstraße Pumpwerk	Pumpleistung in m³/s Kette 0		Kette I		Kette II	
Dortmund-Ems-K.						
Henrichenburg	2	-	Lippeanreicherung nur über den RHK		-	(2,5)
Münster	5,5	(0,5)			-	-
Wesel-Datteln-K.						
Friedrichsfeld	20	-			-	(5)
Hünxe	12,8	-			-	(5)
Dorsten	17,4	-			-	(5)
Flaesheim	12,8	-			-	(5)
Ahsen	11,6	-			-	(5)
Datteln	12,2	-			-	(5)
Datteln-Hamm-K.						
Hamm	2	-			-	(2,5)
Werries	3,5	(2,2)			-	(2,5)

Wasserstraße Pumpwerk	Pumpleistung in m³/s Kette 0		Kette I		Kette II	
Rhein-Herne-K.						
Duisburg	10	-	-	(5)		(5)
Oberhausen	10	-	5	-	5	(5)
Essen-Dellwig	10	Abbruch geplant				
Gelsenkirchen	10	-	5	-	5	(5)
Wanne-Eickel	10	(5)	-	(5)		(10)
Herne-West	10	Abbruch geplant				
Herne-Ost	10	(5)	-	(5)		(10)

Abb. 7: Speisung der nordwestdeutschen Kanäle südlich von Münster

Pumpwerkskette 0

Sie besteht aus den vorhandenen, teilweise verstärkungsbedürftigen Pumpwerken und soll künftig nur noch Schiffahrtszwecken dienen.

Pumpwerkskette I

In Niedrigwasserzeiten (Abfluß der Lippe unter 14,5 m^3/s) wird Wasser bis zu 4,5 m^3/s an die Lippe abgegeben (Abb. 6), um die Wassergüte dieses Flusses zu verbessern [15]. Für diese Anreicherung werden die Pumpwerkskette I mit einer Leistung von 5 m^3/s an allen Staustufen des Rhein-Herne-Kanals und ein Überleitungsbauwerk zwischen dem Datteln-Hamm-Kanal und der Lippe errichtet (Abb. 5).

Pumpwerkskette II

Bis zum Abschluß des Abkommens von 1968 wurde die Wasserabgabe aus den Kanälen an Verbraucher (Altentnehmer) mit Hilfe der vorhandenen, für Schiffahrtszwecke errichteten Pumpwerke durchgeführt. Künftig sollen die nach 1968 neu hinzugekommenen Verbraucher (Neuentnehmer) und später auch die Altentnehmer ausschließlich über die in Bau befindliche Pumpwerkskette II versorgt werden, die laut Abkommen zunächst am Rhein-Herne-Kanal (später auch am Wesel-Datteln-Kanal) errichtet wird. Die Betriebs- und Unterhaltungskosten dieser Kette werden durch das Wasserentgelt (s. Abschnitt 3.3.5) gedeckt. Die Durchführung der Wasserverteilung wurde einer Körperschaft des öffentlichen Rechts, dem „Wasserverband Westdeutsche Kanäle" übertragen [6]. Mitglieder dieses nach geltendem Wasser- und Bodenverbandsrecht gegründeten Verbandes sind alle Entnehmer von Wasser. Sie mußten sich bei der Gründung für eine künftige Entnahmemenge entscheiden und sich verpflichten, entsprechend dieser festgelegten „Bezugsanteile" zu der Finanzierung der Pumpwerkskette II beizutragen.

Die Abb. 7 gibt Auskunft über die zur Zeit vorhandenen und geplanten Pumpwerke und deren Leistung. In der Abbildung sind in der Regel die Nennleistungen der Pumpen angegeben worden. Die tatsächlichen Leistungen weichen — besonders in Bergsenkungsgebieten — davon ab.

Zu erwähnen bleibt, daß der Rhein-Herne-Kanal — oberhalb seiner Mündung in den Rhein — mit der Ruhr über einen Verbindungskanal zusammenhängt (Abb. 7). In der Ruhr betreibt der Ruhrtalsperrenverein (RTV) eine eigene Pumpwerkskette.

Wasserbewirtschaftungsplan

Ein besonderes Problem bei der Planung neuer Pumpwerke ist deren Auslegung. Um Fehlplanungen zu vermeiden, ist es erforderlich, den Wasserbedarf und seine Deckung in einem umfassenden Wasserbewirtschaftungsplan so genau wie möglich zu erfassen. Hierbei ist unter anderem abzuschätzen, wie sich die Abgaben an Verbrauchs- und Gebrauchswasser entwickeln werden. Es ist nicht angebracht, hierbei mit einem Abminderungsfaktor zu rechnen, der sich daraus ergibt, daß eine Firma vorläufig nur einen Teil ihrer künftig benötigten und vertraglich zugestandenen Tageswassermenge aus dem Kanal entnimmt. Berücksichtigt werden kann jedoch der Tatbestand, daß nicht alle Firmen gleichzeitig Spitzenentnahmen haben (Ungleichzeitigkeitsfaktor). Außerdem ist an jedem Pumpwerk für evtl. Pumpausfälle eine ausreichende Reserve vorzuhalten. Dies ist so gelöst worden, daß der im Kanalnetz vorhandene Wasserbedarf auch dann voll gedeckt werden kann, wenn im Rhein-Herne-Kanal oder im Wesel-Datteln-Kanal eine Pumpe ausfällt. Dies sei an Hand eines Ausschnittes aus dem Wasserbewirtschaftungsplan des Wesel-Datteln-Kanals, der Gegenüberstellung des Wasserbedarfs und der Pumpenleistung am Pumpwerk Dorsten, näher erläutert.

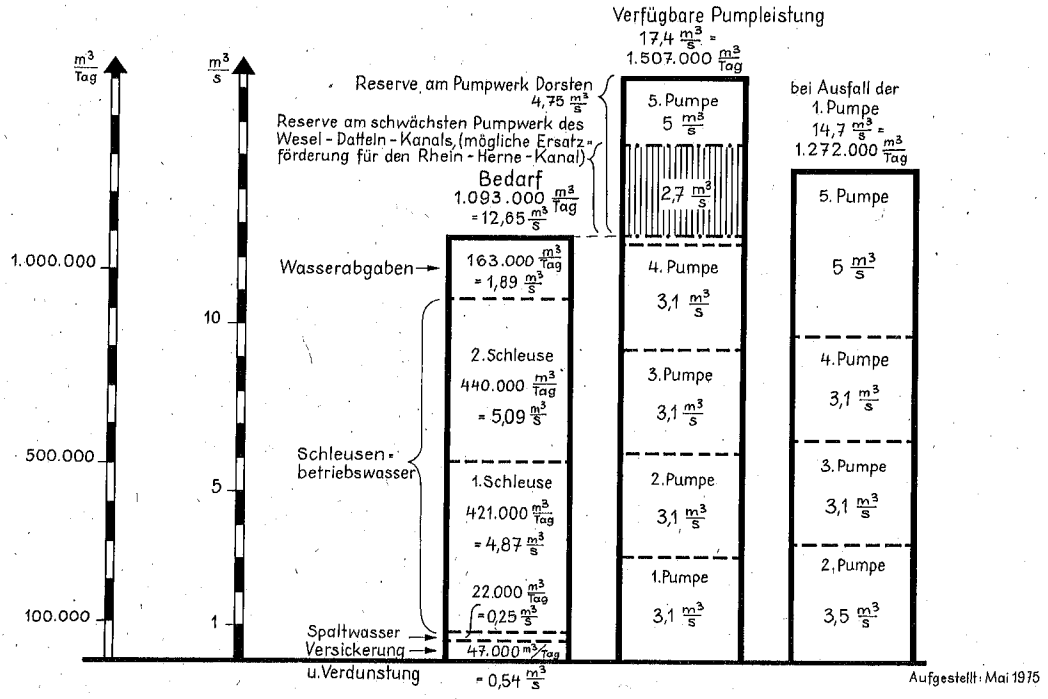


Abb. 8: Wasserbedarf und verfügbare Pumpleistung am Pumpwerk Dorsten

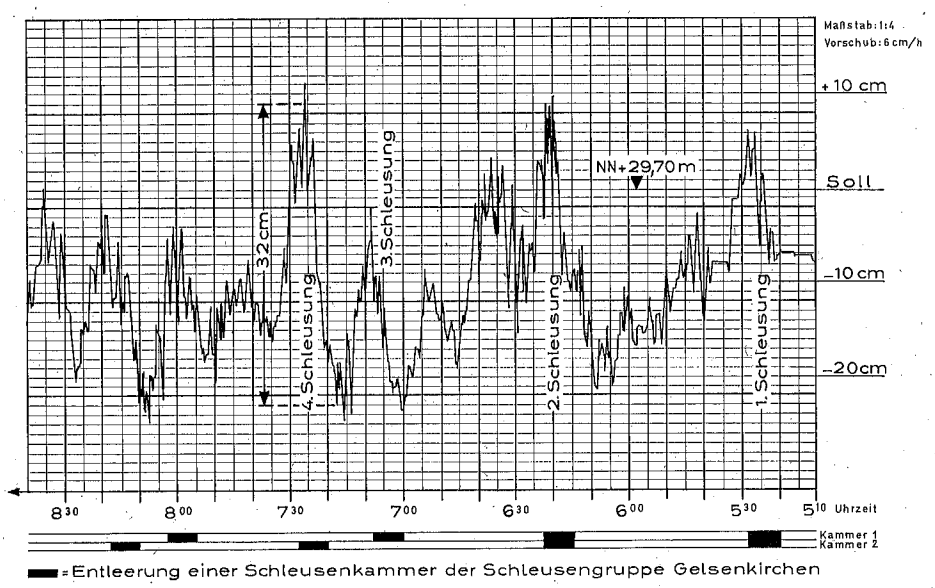


Abb. 9: Kurzfristige Wasserstandsschwankungen im Unterwasser der Schleusengruppe Gelsenkirchen am Freitag, dem 5. 9. 1975

In Abb. 8 ist in der niedrigsten Säule der Bedarf angegeben (12,65 m^3/s). Er setzt sich zusammen aus der anteilig vom Pumpwerk Dorsten nach oben zu fördernden Verdunstung und Versickerung, aus den Verbrauchs- und Gebrauchswassermengen (Abgaben) sowie dem an beiden Schleusen der Staustufe Dorsten nach unten abfließenden Schleusenbetriebs- und Spaltwasser. Wenn alle 5 Pumpen des Pumpwerks Dorsten in Betrieb sind, beträgt die Pumpenleistung 17,4 m^3/s (zweite Säule in Abb. 8). Es ist also eine Überkapazität vorhanden, mit der Wasser an den Rhein-Herne-Kanal abgegeben werden kann, wenn dort eine Pumpe ausgefallen ist. Die tatsächlich mögliche Ersatzförderung beträgt jedoch nur 2,7 m^3/s, weil an der schwächsten Staustufe des Wesel-Datteln-Kanals nur diese Überkapazität vorhanden ist. Ist schließlich eine Pumpe an der Staustufe Dorsten selbst ausgefallen und der Rhein-Herne-Kanal voll betriebsbereit, leistet das Pumpwerk Dorsten immer noch 14,7 m^3/s und kann den Wasserbedarf voll decken.

3.3.3 Wasserspiegelschwankungen

Um die Schiffahrt in den Kanälen jederzeit sicher und leicht betreiben zu können, ist die Erhaltung eines bestimmten Wasserstandes unerläßlich. Hierbei sind jedoch Schwankungen des Wasserspiegels nicht zu vermeiden. Die größten Schwankungen entstehen durch Schwall und Sunk infolge des Schleusenbetriebes, bei dem große Wassermengen in relativ kurzer Zeit von einer Haltung in die nächst tiefer gelegene Haltung abgegeben werden. Hiergegen spielen Schwall und Sunk infolge des Pumpbetriebes oder evtl. Freiwasserabgaben eine geringere Rolle. Die Abb. 9 zeigt die praktisch ungedämpften Wasserspiegelschwankungen im Unterwasser der Schleuse Gelsenkirchen, die am 5. September 1975 mit einem Reiseschreibpegel mit Druckmeßgeber aufgenommen wurden. Der Schleusenbetrieb begann an diesem Tage zunächst mit zwei Doppelschleusungen (Nord- und Südschleuse wurden gleichzeitig entleert). Danach folgten Einzelschleusungen. Es ist aus der Abb. 9 zu sehen, wie sich die Wasserspiegelschwankungen zeitweise aufschaukeln können, besonders wenn sich ein Wellental oder ein Wellenberg einer in der Haltung hin- und herpendelnden Schleusungswassermenge mit einem Entnahmesunk der unterhalb gelegenen Schleuse oder mit einem Schwall aus der oberhalb gelegenen Schleuse

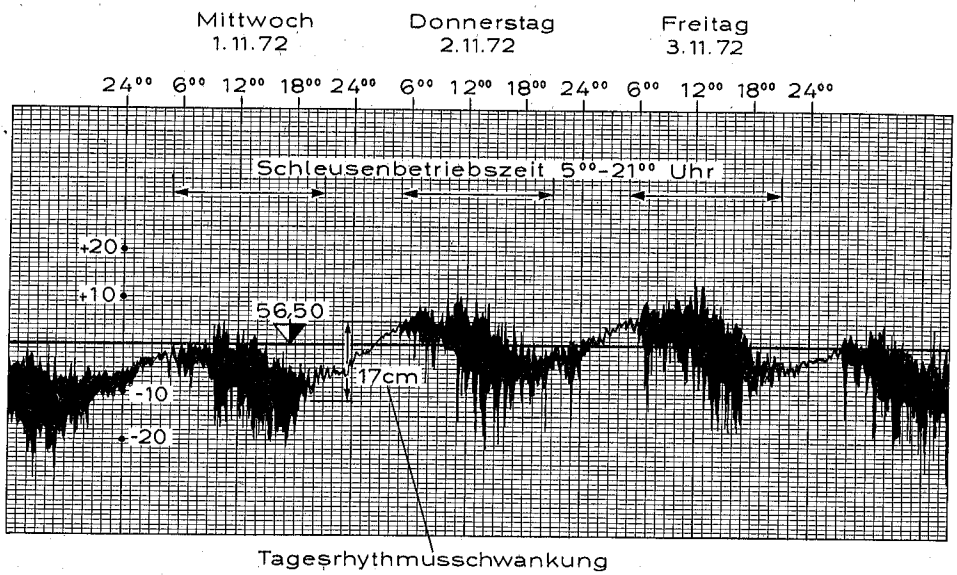


Abb. 10: Tagesrhythmusschwankungen am Pegel Waltrop des Datteln-Hamm-Kanals

zusammentrifft. In den kurzen Haltungen des Rhein-Herne-Kanals und des Wesel-Datteln-Kanals sind Schwankungen des Wasserspiegels aus Sunk und Schwall von 25 bis 30 cm und mehr üblich.

Weitere Schwankungen entstehen dadurch, daß in Trockenzeiten über 24 Stunden gepumpt werden muß, während die Schleusen lediglich 16 Stunden in Betrieb sind. Diese Schwankungen seien als Tagesrhythmusschwankungen bezeichnet. Sie treten in abgeschwächter Form auch bei geringeren Pumpzeiten auf, weil möglichst außerhalb der Schleusenbetriebszeit gepumpt wird, um die billigeren Nachtstromtarife auszunutzen. In der Regel wird das Kanalnetz so gespeist, daß Tagesrhythmusschwankungen fast ausschließlich in der Scheitelhaltung auftreten, die wegen ihrer großen Oberfläche allein in der Lage ist, den unterschiedlichen Pumpwasserzufluß und Schleusenbetriebswasserabfluß innerhalb von 24 Stunden auszugleichen.

Abb. 10 gibt die Aufzeichnungen des Pegels Waltrop im Datteln-Hamm-Kanal wieder. Durch den geringen Papiervorschub dieses in der Scheitelhaltung gelegenen Pegels sind die Tagesrhythmusschwankungen von rd. 17 cm deutlich zu erkennen. Bei längerfristigen Aufzeichnungen zeigt sich, daß der Wasserspiegel zum Wochenende hin einen Tiefstpunkt erreicht. In der verkehrsarmen Zeit des Samstags und Sonntags wird er dann regelmäßig angehoben, um an den darauffolgenden Wochentagen abzusinken (Wochenrhythmusschwankungen).

Schließlich sind beim Ausbau einzelner Wasserstraßenabschnitte und bei der Planung neuer Brücken wegen der erforderlichen Festlegung von Wassertiefen und lichten Durchfahrtshöhen evtl. Einspeisungsgefälle und Wasserspiegelanhebungen aus Windstau zu berücksichtigen. Um z. B. in Hamm 25 m^3/s aus der Lippe in den Datteln-Hamm-Kanal einspeisen zu können, ist auf der rd. 50 km langen Strecke zwischen Hamm und Herne ein Speisungsgefälle bis zu 40 cm erforderlich. Der Windstau bereitet vor allen Dingen an langen Haltungen in westöstlicher Richtung Schwierigkeiten, also z. B. im Datteln-Hamm-Kanal und besonders im Mittellandkanal, in dem bei starken Westwinden Wasserspiegelschwankungen zwischen den Anfangs- und Endstrecken der Kanalhaltungen von nahezu 1 m schon häufig aufgetreten sind. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit, dem Kanal soviel weiteres Speisungswasser zuzuführen, daß das abgelassene Windstauwasser ersetzt und nach Abflauen des Windes der normale Kanalwasserstand wieder hergestellt wird.

Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, daß auch ungleichmäßige Entnahmen Dritter oder starke Niederschläge Wasserspiegelschwankungen hervorrufen können.

3.3.4 Ferngesteuerte Speisung

Die in den Jahren 1958 bis 1965 errichtete Pumpwerkskette am Rhein-Herne-Kanal erhielt die Aufgabe, den gestiegenen Wasserbedarf der Scheitelhaltung und des Rhein-Herne-Kanals auf kürzestem Wege und mit möglichst geringem Energieaufwand (geringer Gesamthubhöhe), also wirtschaftlich zu decken.

Wegen der unterschiedlichen Hubhöhen der einzelnen Schleusen des Rhein-Herne-Kanals (unterschiedliche Kammerinhalte) und der ungleichen Längen der einzelnen Haltungen sind die auftretenden Wasserspiegelschwankungen sehr verschieden. Es kommt hinzu, daß der Rhein-Herne-Kanal nicht nur Durchgangswasserstraße ist, sondern einen großen Anteil an Ziel-, Quell- und Lokalverkehr aufweist, der an den einzelnen Schleusenstufen ungleichmäßig und zeitlich nicht vorhersehbare Schleusungszahlen verursacht. Es ist deshalb nicht möglich, die Pumpwerke (oder deren Freiwasserschieber) nach einem vorgegebenen Zeitplan in Betrieb zu setzen oder abzustellen. Man muß die jeweiligen Verhältnisse auf der ganzen Kanalstrecke laufend beobachten, um den Betrieb der Pumpwerke den ständig wechselnden Anforderungen anpassen und wirtschaftlich durchführen zu können. Selbst wenn die vorzunehmenden Schalthandlungen von einer Zentralstelle angeordnet würden, aber örtlich ausgeführt werden müßten, ergäben sich wegen des unregelmäßigen Arbeitseinsatzes erhebliche personelle Schwierigkeiten. Aus diesen Gründen wurde die Pumpwerkskette am Rhein-Herne-Kanal von vornherein an eine Fernwirkanlage angeschlossen [1]. Als Standort für diese Fernsteuerungszentrale wurde die Schleusengruppe Gelsenkirchen gewählt, die etwa in der Mitte der rund 37 km langen Kanalstrecke Herne—Duisburg liegt.

Die örtliche Steuerung der Maschinensätze für Pumpen und Freiwasserschieber wurde so gestaltet, daß durch eine einzige Kontaktgabe der Fernsteuerungszentrale Gelsenkirchen bewirkt wird, daß alle zum Anlassen oder Abstellen nötigen Schalthandlungen in der richtigen Reihenfolge unter gegenseitiger Verblockung ablaufen. Fernüberwacht werden alle für den Betrieb wichtigen Größen, wie Lagertemperaturen, Wicklungstemperaturen der Motoren, Leistungsaufnahme der Motoren, Schmierung, Druckluft für Hochspannungsschalter und Ladezustand der Batterie. Unregelmäßigkeiten lösen Warnmeldungen aus.

Der Fernsteuerungszentrale sind damit folgende Aufgaben zugewiesen:

a) Dauernde Übertragung und Registrierung der maßgeblichen Wasserstände.

b) Befehle von der Zentrale zu den Pumpwerken und Entlastungsanlagen auszusenden zwecks Einleitung der Schaltvorgänge am Empfangsort.

c) Meldungen von den Pumpwerken und Entlastungsanlagen als optische oder akustische Signale zu empfangen, welche die Änderung von örtlichen Betriebszuständen infolge ausgeführter Befehle und Schalthandlungen bestätigen. Außerdem sind Warnungen bei Unregelmäßigkeiten zu übermitteln.

Die Fernsteuerungszentrale ist in der Regel 24 Stunden mit Bedienungspersonal besetzt. Damit erübrigt sich eine Einzelüberwachung der 7 Pumpwerke, die einen bedeutend größeren Personaleinsatz erfordert hätte. Als weiterer Vorteil ist zu werten, daß sich Störungen durch die Kontrollgeräte und deren ständige Beobachtung in der Zentrale rechtzeitig erkennen lassen, so daß ihre vollen Auswirkungen durch gezielte Maßnahmen verhindert werden können. Der größte Vorteil einer ferngesteuerten Pumpwerkskette liegt jedoch in dem wesentlich elastischeren Einsatz der Pumpen und Entlastungsleitungen gegenüber einer Einzelbedienung. Die zusammenfassende Übersicht der Meßwerte aller Haltungswasserstände und Pumpwerke gestattet eine so kurzfristige Reaktion in bezug auf die zweckmäßigste Änderung der Speisungsmaßnah-

men und bewirkt so erhebliche Ersparnisse bei den Pumpkosten, daß nunmehr auch sämtliche Pumpwerke am Wesel-Datteln-Kanal, die Pumpwerke Henrichenburg und Münster am Dortmund-Ems-Kanal, die Wasserabschlagsvorrichtungen in Olfen in die Lippe und die Pumpwerke Hamm und Werries sowie das Speisungs- und Überleitungsbauwerk am Datteln-Hamm-Kanal an eine in Datteln zu errichtende neue Fernsteuerungszentrale angeschlossen werden sollen. Von dieser Zentrale werden künftig über 70 Pumpen, 25 Freiwasseranlagen, 5 Klappen, 12 Schütze und 1 Walzenwehr ferngesteuert werden. Außerdem werden in dieser Anlage rd. 60 Anzeigegeräte (Pegelmeßschreiber und Stellungszeiger) sowie ein Warnmeßgerät zur Überwachung des Lippewassers auf Radioaktivität angeschlossen sein.

Für die Datenerfassung wird in der neuen Fernsteuerungszentrale eine leistungsfähige Rechenanlage mit 2 angeschlossenen Schreibmaschinen installiert. Die bei der Zentrale eingehenden Daten werden von der Rechenanlage aufgenommen, fortlaufend geschrieben, gespeichert, teilweise ausgewertet und im Klartext ausgedruckt. Außerdem ist ein sofortiger Datenabruf — zur Ermittlung des Augenblickzustandes und als Kontrollmöglichkeit — gegeben.

Der gewählte Prozeßrechner wird so ausgelegt, daß er künftig weitere Aufgaben übernehmen kann. So ist geplant, das ganze System schrittweise zu optimieren und — wenn eines Tages möglich — zu automatisieren. Das letztere wird jedoch — aus heutiger Sicht — wegen der Kompliziertheit des Systems und der Unmenge der benötigten Informationen (z. B. voraussichtliche Schleusungszahlen und voraussichtliche Entnahmemengen Dritter) in absehbarer Zeit wirtschaftlich nicht verwirklicht werden können, zumal auch bei voller Automatisierung auf die ständige Besetzung der Zentrale nicht verzichtet werden kann.

3.3.5 Kosten der Speisung und Wasserpreis

Um einen Überblick über die Kosten für die Wasserbewirtschaftung der nordwestdeutschen Kanäle zu erhalten, wurden als Beispiel die entstandenen Aufwendungen für den Bereich der nordwestdeutschen Kanäle südlich von Münster ermittelt. Hierbei wurde zwischen 5 Kostenarten unterschieden.

Kostenstelle / Kostenart	Pumpwerke und Wasserbewirtsch.-Anlagen		Schleusen, Hebewerk		Strecke und sonstige Anlagen		Summe Kostenart	
	Mio DM	%	Mio DM	%	Mio DM	%	Mio DM	%
Stromkosten	3,7	23,7	0,3	0,4	–	–	4,0	2,2
Personalkosten	1,1	7,1	5,0	7,5	9,9	9,9	16,0	8,8
Betrieb und Unterhaltung	0,7	4,5	3,0	4,5	6,9	6,9	10,6	5,8
Kapitaldienst-kosten	8,8	56,4	51,3	76,8	72,1	72,2	132,2	72,5
Verwaltungs- und Gemeinkosten	1,3	8,3	7,2	10,8	11,0	11,0	19,5	10,7
Summe Kostenstellen	15,6	100	66,8	100	99,9	100	182,3	100

Tabelle 3: Durchschnittliche Jahreskosten für die Speisung der nordwestdeutschen Kanäle südlich Münster 1964 – 1973

Jede einzelne Kostenart wurde auf drei verschiedene Kostenstellen verteilt. Die Tabelle 3 gibt das Ergebnis dieser Untersuchung wieder. Sie enthält die durchschnittlichen Jahreskosten aus dem Zeitraum 1964—1973. Will man die tatsächlichen Pumpkosten in DM/m³ errechnen, ist die jährliche Aufstellung von Wasserbilanzen unerläßlich. Die Bilanzen für die Jahre 1964—1973 haben ergeben, daß bei allen Pumpwerken des oben abgegrenzten Kanalgebietes jährlich durchschnittlich 1210 x 10^6m³ Wasser gepumpt wurden. Dem System flossen aus der Lippe 249 x 10^6m³/a zu, während die Niederschläge und sonstigen Zuflüsse 27 x 10^6m³/a betrugen. Insgesamt wurden also jährlich

$$1210 + 249 + 27 = 1486 \times 10^6 \text{m}^3$$

Wasser bewegt. Die durchschnittlichen Pumpkosten betrugen somit an jeder Staustufe

$$\frac{15\,600\,200 \text{ DM}}{1\,210\,000\,000 \text{ m}^3} = 0{,}0129 \text{ DM/m}^3$$

Bei der Abgabe von Wasser an Dritte sind jedoch nicht die Kosten für das Pumpen des Wassers an einem einzelnen Pumpwerk interessant, sondern diejenigen Kosten, die aufgewendet werden müssen, um 1 m³ Wasser am Entnahmebauwerk des Entnehmers bereitzustellen. Maßgeblich hierfür sind die anteiligen Pumpkosten und die anteiligen Streckenkosten für das Vorhalten des Gerinnes, auch Durchleitungsentgelt genannt:

$$w = p + s$$

w = Wasserpreis [DM/m³]; p = Pumpkosten [DM/m³]; s = Streckenkosten [DM/m³]

Die Pumpkosten errechnen sich aus der Formel:

$$p = \frac{P \cdot \frac{Q_{pe}}{\Sigma Q_p}}{Q_v}$$

P = Pumpkosten [DM/a]; Q_{pe} = für Entnehmer gepumpte Wassermenge [m³/a];
ΣQ_p = gesamte gepumpte Wassermenge [m³/a]; Q_v = Wasserverbrauchsmenge [m³/a]

Dabei ist:
$Q_{pe} = Q_{pa} \cdot v \cdot b$; Q_{pa} = an Entnehmer abgegebene Pumpwassermenge [m³/a] (zur Zeit 50 % von Q_v);
Z = Zuflüsse in das betrachtete System [m³/a]; V = Verluste in dem betrachteten System [m³/a];
v = Wasserverlustfaktor = $\frac{Z}{Z-V}$; b = durchschnittlicher Bewegungsfaktor

Der durchschnittliche Bewegungsfaktor entspricht der durchschnittlichen Zahl der Staustufen zwischen dem Rhein oder der Ruhr und den einzelnen Wasserentnahmebauwerken.

Die Streckenkosten errechnen sich aus der Formel:

$$s = \frac{S \cdot \frac{Q_{be}}{\Sigma Q_b}}{Q_v}$$

S = Streckenkosten [DM/a] Q_{be} = für Entnehmer bewegte Wassermenge [m³/a]
ΣQ_b = gesamte bewegte Wassermenge [m³/a]

Die für die Entnehmer bewegte Wassermenge setzt sich zusammen aus:

$$Q_{be} = Q_{pe} + Q_{La} \cdot v$$

Q_{La} = an Entnehmer abgegebene Lippewassermenge [m³/a] (zur Zeit 50 % von Q_v)

Bei der Ermittlung der Streckenkosten [DM/m³] besteht das Problem, welche Streckenkosten Entnehmern angelastet werden können. Es sind jedenfalls solche spezifische Kosten auszusondern, die ausschließlich anderen Zwecken dienen (zum Beispiel das Setzen, Betreiben und Unterhalten von Schiffahrtszeichen).

Der Preis für 1 m³ Verbrauchswasser beträgt zur Zeit
w = 0,065 DM/m³ (6,5 Pf/m³).

4. Speisung des Main-Donau-Kanals

4.1 Allgemeine Gestaltung und besondere Kennzeichen des Kanals

Der Main-Donau-Kanal ist ein Bestandteil der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße, welche die Stromgebiete von Rhein und Donau über die Wasserscheide des Jura hinweg miteinander verbindet (Abb. 1). Die Nordrampe dieses Scheitelkanals von Bamberg am Main bis zum Jura überwindet über eine Länge von 91,8 km mit 11 Stufen einen Höhenunterschied von 175,15 m; die Südrampe vermittelt durch 5 Stufen den 67,80 m hohen Abstieg vom Jura nach Kelheim an der Donau über 50,5 km Länge (Abb. 11).

In der Nordrampe ist die unterste Haltung Bamberg ein Stillwasserkanal.

Die folgende Haltung Strullendorf verläuft in ihrem oberen Teil in dem staugeregelten Fluß Regnitz; im unteren Teil zweigt sie seitlich nach Osten ab und bildet als Seitenkanal auch den Zubringer von maximal 50 m^3/s zum Kraftwerk Hirschaid.

Die Haltung Forchheim verläuft nahezu auf der ganzen Länge in der staugeregelten Regnitz; sie hat einen mittleren Niedrigwasserabfluß von 7 m^3/s.

Die anschließenden Haltungen des Kanals von der Stufe Hausen an über die Scheitelhaltung hinweg bis zur Stufe Dietfurt mit einer Gesamtlänge von 103 km verlaufen abseits der natürlichen Gewässer als künstliche Wasserstraße teils im Einschnitt, teils im Auftrag. Kreuzende Gewässer werden in der Regel unterführt; Ausnahmen bilden in der Haltung Hausen der Seebach mit einem maximalen Abfluß von 28 m^3/s, der in den Kanal eingeleitet wird, und einige kleine Bäche mit geringem Abfluß, die ebenfalls in den Kanal münden.

Neben der Scheitelhaltung in unmittelbarer Nähe der Schleuse Bachhausen wird ein Speicherbecken mit 2,5 Mio m^3 Nutzraum zur Wasserversorgung der Schiffahrtsstraße angelegt.

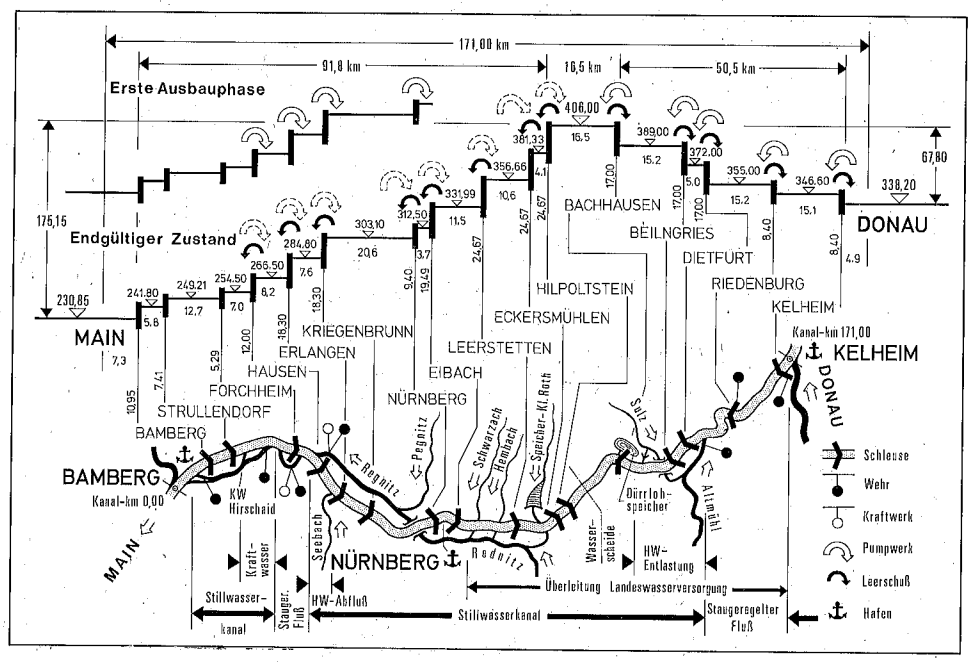


Abb. 11: Main-Donau-Kanal

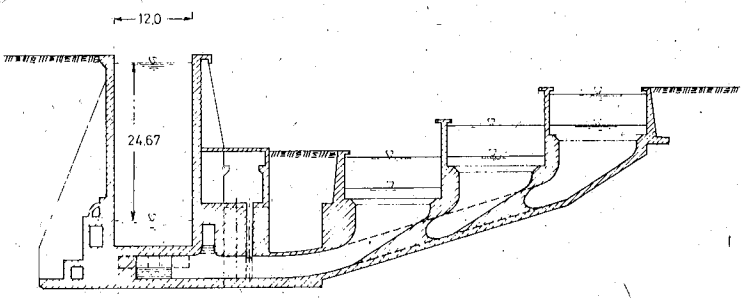


Abb. 12: Sparschleuse Leerstetten

Die Haltung Beilngries nimmt bei einem größeren Hochwasser der Sulz zur Entlastung der Talaue eine gewisse Wassermenge auf und gibt sie zum Teil nach einigen Kilometern wieder an die Sulz ab; der Rest wird über die Schleusen Beilngries und Dietfurt in die Altmühl weitergeleitet.

An die beschriebene Stillwasserstrecke des Kanals schließt die staugeregelte Altmühl mit den beiden südlichsten Haltungen Riedenburg und Kelheim an. Die Altmühl führt bei einem mittleren Niedrigwasserabfluß 2 m^3/s, bei einem mittleren Abfluß 17 m^3/s und bei maximalem Dargebot 218 m^3/s.

Das Regelprofil des Kanals ist ein Trapez mit einer Wasserspiegelbreite von 55,0 m, einer Wassertiefe von 4,0 m am Fuß der 1 : 3 geneigten Böschungen und von 4,25 m in Kanalmitte; die Querschnittsfläche beträgt 175,8 m^2. Die 3 Flußstufen, nämlich Forchheim an der Regnitz sowie Riedenburg und Kelheim an der Altmühl, haben Kammerschleusen, die ihre ganze Füllung dem Oberwasser entnehmen. Alle übrigen Schleusen haben seitlich angeordnete Becken (Abb. 12), die bis zu 60 % der Füllwassermenge einsparen [8].

Neben seinem Hauptzweck als Schiffahrtsstraße kommt dem Kanal noch eine wesentliche Aufgabe im Rahmen der Landeswasserversorgung zu: Die Anlagen des Kanals sind darauf ausgerichtet, dem wasserarmen fränkischen Gebiet um Nürnberg Zusatzwasser aus dem Donauraum, d. h. Donau- und Altmühlwasser zuzuführen [5, 7]. Als zusätzliche Einrichtung für diesen Zweck legt die Landeswasserversorgung u. a. neben der Schleuse Eckersmühlen ein Speicherbecken mit 7,5 · $10^6 m^3$ Nutzraum an, das über den Kanal mit Donauwasser gespeist wird. Die Donau hat bei der Mündung des Kanals in Kelheim einen mittleren Niedrigwasserabfluß von 140 m^3/s und einen mittleren Abfluß von 322 m^3/s.

Im Regelfall, d. h. bei ausreichender Wasserführung der Donau, wird für die Landesversorgung über die Südrampe des Kanals Wasser in den Speicher „Kleine Ronh" hochgepumpt und bei Bedarf der Kleinen Roth, dem Hembach und der Schwarzach zugeleitet, auf diese Weise die Wasserführung des fränkischen Gewässersystems anreichernd (Abb. 13). Sinkt der Abfluß der Donau unter 140 m^3/s, dann muß die Entnahme eingestellt werden.

Der Bau des Kanals gliedert sich räumlich und zeitlich in zwei Teile. In den Jahren 1961 bis 1972 wurde die Nordstrecke von Bamberg bis Nürnberg erstellt und abschnittsweise in Betrieb genommen. Die Bauarbeiten an der Südstrecke von Nürnberg bis Kelheim sind im Gang und sollen Mitte der 80er Jahre abgeschlossen werden.

Die Wasserkraftnutzung im Bereich des Kanals umfaßt die oben erwähnte Zuleitung zum Kraftwerk Hirschaid, die Energiegewinnung im staugeregelten Bereich der Regnitz durch Kraftwerke in Forchheim und Hausen und schließlich im staugeregelten Bereich der Altmühl an den Stufen Riedenburg und Kelheim, soweit die Wasserführung der Altmühl den Bedarf für Schiffahrt und Landeswasserversorgung übersteigt. In keinem Fall wird die Wasserversorgung des Kanals durch diese Wassernutzung beeinflußt.

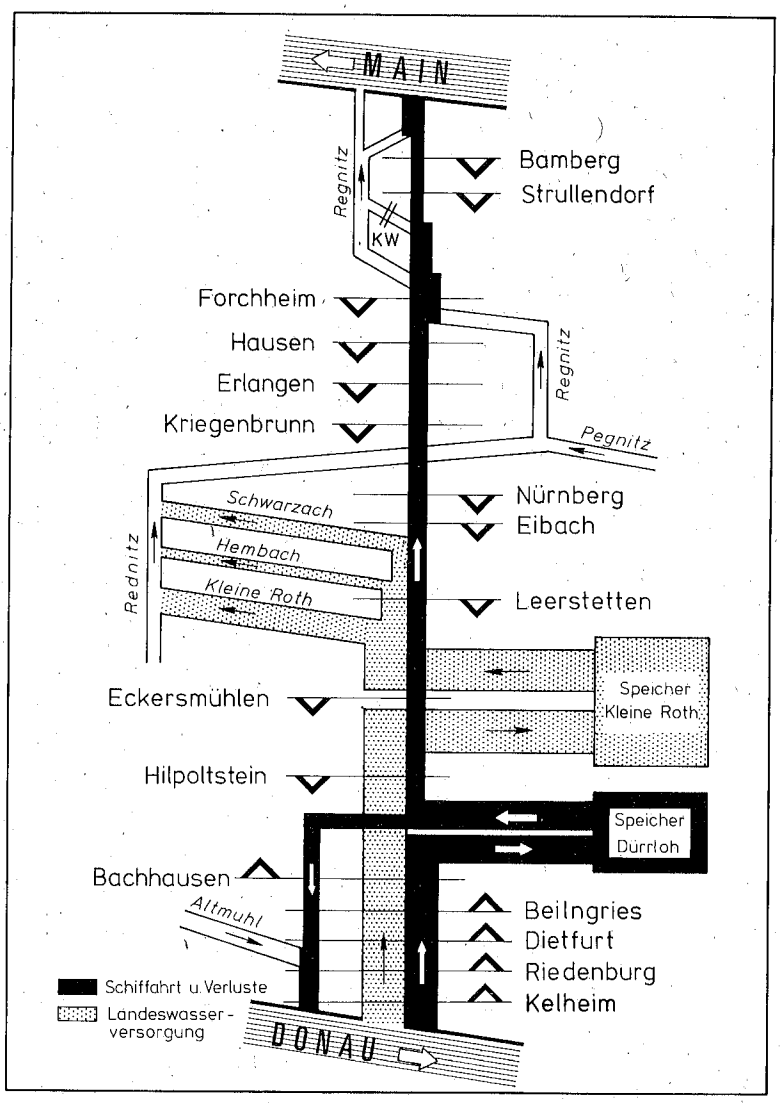


Abb. 13: Schema der Speisung des Main-Donau-Kanals

4.2 *Wasserbedarf*

Der Wasserbedarf des Kanals setzt sich zusammen aus den 3 Anteilen: Schiffahrtsbetrieb, Landeswasserversorgung und Wasserverluste. Geringfügige Wasserentnahmen aus dem Kanal für die Landwirtschaft auf der Nordstrecke können im Rahmen dieses Berichtes vernachlässigt werden.

4.2.1 Schiffahrtsbetrieb

Der Wasserbedarf auf der Nordrampe beträgt bei den 3 größten, 24,67 m hohen Stufen Hilpoltstein, Eckersmühlen und Leerstetten je 25 000 m^3 für eine Schleusung. Von den restlichen Stufen hat Eibach mit 20 000 m^3 den höchsten Bedarf; diese Menge wird der Berechnung des Wasserbedarfs für die Nordrampe zugrundegelegt, weil der Mehrverbrauch von 5000 m^3 bei den

zuerst genannten Schleusen aus dem Durchleitungswasser der Landesversorgung gedeckt werden kann. Unterhalb der Stillwasserstrecke benötigt Forchheim 13 000 m^3; in Strullendorf und Bamberg ist der Bedarf durch entsprechende Bemessung der Sparbecken mit 11 000 m^3 je Schleusung einander angeglichen.

Auf der Stillwasserstrecke der Südrampe ist der Bedarf der 3 Sparschleusen Bachhausen, Beilngries und Dietfurt mit je 17 000 m^3 für eine Schleusung gleich groß. Die beiden gleich hohen Stufen Riedenburg und Kelheim in der Altmühl benötigen je 21 000 m^3 für eine Schleusung. Der Berechnung für die Südrampe kann die geringe Menge von 17 000 m^3 zugrundegelegt werden, weil der Mehrverbrauch der Altmühlschleusen von 4000 m^3 aus der fließenden Welle des Flusses gedeckt wird.

Der Berechnung des Wasserbedarfs allein aus der Schiffahrt wird ein 24stündiger Betrieb mit insgesamt 22 Schleusenfüllungen zugrundegelegt. Damit ergibt sich eine tägliche Schleusungswassermenge von $(20\,000 + 17\,000) \cdot 22 =$ rd. 810 000 m^3/d.

Neben der ermittelten Gesamtmenge in m^3 ist der Wasserbedarf aus dem Schiffahrtsbetrieb gekennzeichnet durch die Unstetigkeit der jeweiligen Bedarfsmenge in m^3/s. Bei dem rund einstündigen Schleusungsrhythmus wird die Füllungswassermenge mit einer zunächst geplanten Spitze von 70 m^3/s in wenigen Minuten der Haltung entnommen. Dadurch entsteht eine mehrere Kilometer lange Sunkwelle, welche in den verhältnismäßig kurzen Haltungen des Kanals hin- und herpendelt. Wegen der geringen Reibung an den Kanalwandungen baut sie sich nur langsam ab und überlagert sich deshalb mit den Sunkwellen folgender Schleusungen. Eingehende Berechnungen und Naturversuche haben ergeben, daß in diesen Sunkwellen nicht nur die Absenkung des Schiffes bis auf 0,9 m wachsen kann, sondern daß auch die Kursstabilität in einem bedenklichen Maße verringert wird [17]. Kritisch wird dieses Problem in der Scheitelhaltung, wo Sunkwellen an beiden Enden entstehen und sich gegenseitig überlagern. Diesem Gesichtspunkt muß bei der Wasserbedarfsdeckung besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

4.2.2 Landeswasserversorgung

Die Wasserwirtschaftsverwaltung plant für die Niedrigwasseraufhöhung im fränkischen Raum um Nürnberg eine mittlere jährliche Entnahme aus dem Donaugebiet von 105 · $10^6 m^3/a$ bei Betriebsbeginn Anfang der 80er Jahre, dann ansteigend bis 250 · $10^6 m^3/a$ im Jahre 2001 und maximal 425 · $10^6 m^3/a$.

Die größte Entnahmemenge ist auf 21 m^3/s und im Tagesmittel auf 15 m^3/s festgesetzt; bei einer zusätzlichen Sicherheit von 0,75 m^3/s entspricht dies einem maximalen Tagesvolumen von 1,36 · $10^6 m^3/d$.

4.2.3 Wasserverluste

Die Verdunstung an der Kanaloberfläche wurde aufgrund von Gutachten zu 950 mm/a angenommen. Damit ergibt sich für den Stillwasserbereich von Hausen bis Dietfurt ein Tagesverlust von 15 000 m^3/d, entsprechend 146 $m^3/km\ d$.

Die Versickerung wird in den rd. 70 km langen Strecken angesetzt, wo der Grundwasserspiegel unter dem Kanalwasserspiegel liegt. Der Verlust schwankt je nach Dichtungsart und Druckhöhe. Die Beobachtungen an bisher ausgeführten Dichtungen liegen zwischen einer nicht meßbar geringen Menge und 3,5 l/s/km. Mit einem ungünstig angenommenen Mittelwert von 3 l/s/km entsprechend 260 $m^3/km\ d$ beträgt der tägliche Sickerverlust 18 000 m^3/d.

Weitere Verluste treten durch Undichtigkeiten an Toren, Verschlüssen und Fugen der Schleusen auf. Setzt man hierfür zusammen 10 l/s m Stufenhöhe an, so ergibt sich für beide Rampen mit rd. 25 m bzw. 17 m Stufenhöhe ein täglicher Verlust von 36 000 m^3/d.

Damit beträgt der Gesamtverlust rd. 70 000 m^3/d.

4.2.4 Gesamtwasserbedarf

Faßt man den Wasserbedarf für Schiffahrtsbetrieb und aus Verlusten zusammen, so ergeben sich 880 000 m^3/d; davon entfallen auf die Nordrampe 480 000 m^3/d und auf die Südrampe 400 000 m^3/d.

Dazu kommt der Bedarf der Landeswasserversorgung mit 1 360 000 m^3/d.

4.3 Deckung des Wasserbedarfs

4.3.1 Deckung des Gesamtbedarfs

Wenn man das Dargebot der natürlichen Gewässer im Bereich des Kanals (4.1) dem Wasserbedarf (4.2.4) gegenüberstellt, so wird deutlich, daß die Donau der wichtigste Wasserspender ist. Selbstverständlich werden die Dargebote von Altmühl, Regnitz und kleineren Gewässern ebenfalls genützt; sie treten jedoch in ihrer Bedeutung hinter der Donau zurück.

Somit sieht das Grundkonzept vor, den Wasserbedarf in erster Linie aus dem Dargebot der Donau zu decken. Die erforderlichen Wassermengen werden zusammen mit dem Dargebot der Altmühl über die Südrampe zur Scheitelhaltung hinaufgepumpt und fließen von dort nach beiden Seiten ab, nach Süden für die Schiffahrt allein und nach Norden für die Schiffahrt und die Landeswasserversorgung.

Die Donau hat eine Jahresfracht von 10 160 · $10^6 m^3/a$. Für die äußerste Entnahmemenge, welche ihr durch die Schiffahrt verloren geht, braucht nur der über die Nordrampe abfließende Teil angesetzt zu werden, weil das Schleusungswasser der Südrampe wieder dem Strom zufließt bzw. bei vollem Schleusungs- und Pumpbetrieb ständig um die Stufen kreist. Bei 22 Schleusungen an 320 Tagen werden also 320 · 480 000 = 153 · $10^6 m^3/a$ entnommen, was nur 1,5 % der Jahresfracht der Donau ausmacht. An einem Tag mit mittlerem Niedrigabfluß von 140 m^3/s entspricht der maximale Tagesbedarf der Schiffahrt mit 480 000 m^3/d einem Anteil von 4 % der Donautagesfracht. Somit bestehen keine Bedenken gegen eine Entnahme des Schiffahrtsbedarfes aus dem Strom.

Gemäß dem dargestellten Grundkonzept werden die 5 Stufen der Südrampe mit Pumpwerken ausgestattet. Die 3 Stufen der Stillwasserstrecke zwischen Dietfurt und Bachhausen müssen die gesamte Bedarfsmenge bewältigen, während bei den Altmühlstufen das Dargebot des Flusses abgesetzt werden kann. Mit Rücksicht auf die geringe Größe des minimalen Abflusses der Altmühl und den Mehrbedarf der Schleusen in der Altmühlstrecke werden jedoch auch diese Pumpwerke für die volle Bedarfsmenge ausgelegt.

Die Bemessung der Pumpleistung geht davon aus, daß die Betriebszeit mit Rücksicht auf eine wirtschaftliche Beschaffung des Pumpstromes auf 18 Stunden pro Tag begrenzt wird. Damit ergeben sich folgende größten Einzelwerte: Schiffahrt-Nordrampe 7,4 m^3/s, Schiffahrt-Südrampe 6,2 m^3/s, Landeswasserversorgung 21,0 m^3/s. Rundet man den Gesamtbedarf für die Schiffahrt auf 14,0 m^3/s (7,75 m^3/s Nordrampe, 6,25 m^3/s Südrampe) auf, so beträgt die gesamte maximale Pumpleistung 35 m^3/s.

Damit sind die wesentlichen Züge der Kanalspeisung festgelegt. Sie sind in Abb. 13 schematisch dargestellt; die Breite der angedeuteten Ströme entspricht nicht einem bestimmten Betriebszustand, sondern gibt die Größenordnung der jeweiligen maximalen Wassermenge der künstlichen Förderung und die minimalen Dargebote von Regnitz und Altmühl in m^3/s. Das Schema zeigt auch, in welchem Umfang der Kanal noch unterhalb des Speichers Kleine Roth der Landeswasserversorgung und damit dem Schiffahrtsbedarf der drei hohen Schleusen Hilpoltstein bis Leerstetten dient (siehe Abschnitt 4.2.1).

Auf der Südrampe war der Bedarf mit 17 000 m^3 je Schleusung auf die Sparsysteme abgestimmt worden. Dem stehen 21 000 m^3 als Bedarf für die Altmühl-Schleusen gegenüber. Bei einem etwa einstündigen Schleusungsrhythmus ist auch bei einem mittleren Niedrigwasserabfluß der Altmühl von 2 m^3/s eine ausreichende Ergänzungswassermenge vorhanden.

Auf der Nordrampe ist die Kanalspeisung der Stufen unterhalb des Stillwasserbereichs allein schon durch die Regnitz gesichert. Der Bedarf mit 13 000 m^3 bzw. 11 000 m^3 je Schleusung ist auch bei einem mittleren Niedrigwasserabfluß von 7 m^3/s und einem etwa einstündigen Schleusungsrhythmus reichlich gedeckt. Diese Bedingungen verbessern sich wesentlich durch die Schleusungswassermenge, welche von der Nordrampe des Stillwasserbereiches bei Hausen in die Regnitz einfließt.

An dieser Stelle sei kurz die Kanalspeisung des ersten Bauabschnittes von Bamberg bis Nürnberg gestreift. Die Speisung der unteren Strecke durch Regnitzwasser entspricht dem eben geschilderten Fall. Die Stufen von Hausen bis Nürnberg sind mit Pumpwerken ausgerüstet, welche die Entleerungsmenge des Schleusungsvorgangs wieder in die obere Haltung zurückbefördern (Abb. 11). Diese Entleerungsmengen sind trotz der verschiedenen Stufenhöhen durch die Wahl der Sparsysteme mit 15 000 m^3 bis 18 000 m^3 je Schleusung weitgehend aufeinander abgestimmt. Die Stufen konnten daher einheitlich mit Pumpanlagen von 6,4 m^3/s ausgerüstet werden; lediglich bei der Stufe Nürnberg genügen 5,2 m^3/s. Der Wasserverlust der Strecke von Hausen bis Nürnberg muß der Regnitz unterhalb Hausen entnommen und in die Haltungen hochgepumpt werden; einen zeitweiligen Beitrag hierzu leistet noch der Seebach, der, wie anfangs erwähnt, in die Haltung eingeleitet wird.

4.3.2 Deckung der Bedarfsspitzen

Wie in 4.2.1 dargelegt, darf sich die Speisung des Kanals nicht nur mit der Deckung der Gesamtbedarfsmengen begnügen, sondern muß auch die kurzfristigen Belastungsspitzen mit in Betracht ziehen. Dazu gehört neben dem erwähnten Sunk auch der Sonderbedarf bei Ausfall von Sparbecken. Schließlich kommen noch Wirtschaftlichkeitsüberlegungen über eine Beschaffung des Speisungswassers möglichst in Niedrigtarifzeiten hinzu; dieser Zeitraum mußte zwar in der Gesamtbemessung schematisch zu 18 Stunden angenommen werden, weicht jedoch je nach dem Stromlieferungsvertrag für die Pumpstationen davon ab.

Um diesen Anforderungen zu genügen, ist die Anlage eines Ausgleichs- und Speicherbeckens „Dürrloh" am oberen Ende der Pumpstrecke neben der Schleuse Bachhausen vorgesehen.

Durch die Konzentration der Niedrigtarifzeiten am Wochenende erhält die Anlage den Charakter eines Wochenspeichers; das am Montag früh gefüllte Becken wird im Laufe der Woche abgearbeitet bis zu einem Tiefstpunkt am Freitag, um dann über das Wochenende wieder gefüllt zu werden. Abb. 14 zeigt als Beispiel einerseits den Pumpplan und den Schleusungsplan für 16

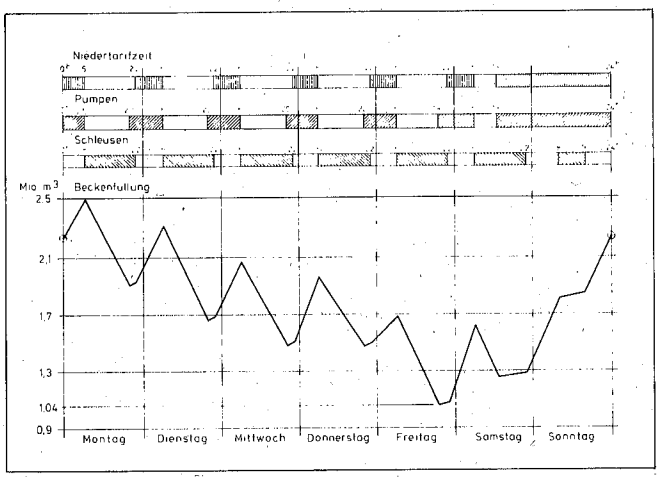


Abb. 14: Speicher- und Ausgleichsbecken „Dürrloh". Beispiel eines Wochen-Betriebsplanes.

Schleusungen je Werktag und 8 am Sonntag und andererseits die daraus sich ergebenden Schwankungen der Beckenfüllung. In diesem Beispiel muß schon 11 Stunden außerhalb der Niedrigtarifzeiten gepumpt werden; im Extremfall von 22 Schleusungen beträgt diese Überschreitung 84 Stunden.

4.3.3 Ausblick

Die baulichen Einrichtungen zur Speisung des Kanals müssen dem Maximalbedarf angepaßt sein; nach diesem Gesichtspunkt wurde das hier dargestellte Grundkonzept entwickelt. Die praktische Abwicklung dagegen wird sich nach der Dichte des Schiffsverkehrs und nach der wirtschaftlichsten Beschaffung der Pumpenergie richten. Die Steuerung, für die eine zentrale Stelle in Nürnberg geplant ist, wird sich die Erfahrungen des anlaufenden Betriebes zunutze machen und Abweichungen von dem hier skizzierten Verlauf im Rahmen des Möglichen entwickeln.

Zusammenfassung

Die Speisung von Schiffahrtskanälen muß in erster Linie die Verkehrsbereitschaft der Wasserstraße sicherstellen. Darüber hinaus kommt ihr eine wachsende Bedeutung für die Volkswirtschaft zu, weil das Wasser nicht nur in den Trockengebieten der Erde, sondern auch in der Kulturlandschaft zu einem wertvollen Stoff geworden ist.

In dem ersten Abschnitt des Berichtes werden die allgemeinen Gesichtspunkte für die Speisung der Kanäle behandelt. Zunächst werden die Arten der Wasserstraße als natürliche oder künstliche Systeme aufgezeigt und ihre Elemente unter besonderer Betonung des Scheitelkanals definiert. Anschließend werden die Wassernutzungen und der Wasserbedarf der Kanäle behandelt. Die Schiffahrt benötigt Betriebswasser für die Schleusungen; außerdem treten Verluste durch Verdunstung und Versickerung sowie durch Undichtigkeiten an Schleusen auf. Die Nutzung der Wasserstraße für Fischerei und Erholung stellt Anforderungen an die Reinheit des Wassers. Ein Kanal kann weiterhin der Durchleitung von Wasser zu Zwecken der Landeswasserversorgung dienen. Bei der Entnahme von Kanalwasser zur Nutzung außerhalb der Wasserstraße wird unterschieden zwischen dem Gebrauchswasser, das im wesentlichen wieder dem Kanal zurückgegeben wird, und dem Verbrauchswasser, das der Wasserstraße verloren geht. Der danach in Rechnung zu setzende gesamte Wasserbedarf kann durch technische Maßnahmen in einem gewissen Rahmen vermindert werden. Schließlich werden die Mittel und Wege der Speisung betrachtet, wobei der Schwerpunkt auf den Kanälen mit Scheitelhaltung liegt. Probleme der Speisung ergeben sich, wenn natürliche Zuflüsse vor allen in den oberen Haltungen fehlen. Das dann notwendige Pumpsystem kann entweder darauf ausgerichtet sein, an jeder Stufe Wasser von der unteren Haltung in die obere Haltung zu fördern, oder den gesamten Bedarf durch Pumpen in die Scheitelhaltungen zu decken, von wo das Wasser über beide Rampen ablaufend die Schleusen und Haltungen versorgt. Bewirtschaftungspläne steuern Bedarf und Deckung; sie sind nicht nur auf die Gesamtmengen z. B. eines Tages, sondern auch auf momentane Bedarfsspitzen ausgerichtet. An technischen Einrichtungen sind eine Reihe von Speisungs- und Entnahmebauwerken und die Fernsteuerungsanlagen erforderlich. Wirtschaftliche Aspekte über die Wege zu einer Begrenzung der Pumpstromkosten und über die zweckmäßige Organisationsform der Bedarfsdeckung im Hinblick auf die Mehrzwecknutzung der Wasserstraße schließen den einleitenden Abschnitt ab.

Der zweite Abschnitt des Berichtes leitet die konkrete Behandlung des Themas einer Übersicht über die Binnenschiffahrtskanäle der Bundesrepublik Deutschland ein. Anschließend konzentriert sich das Interesse auf zwei Gebiete im Norden und im Süden des Landes. Im Norden hat sich aufgrund der wirtschaftlichen und geographischen Gegebenheiten ein organisch

gewachsenes dichtes Netz von Schiffahrtskanälen entwickelt, das zahlreiche Probleme der Speisung und sehr interessante Lösungen bietet. Dazu trägt auch der Umstand bei, daß in dem industriell hochentwickelten Gebiet der Charakter der Wasserstraßen als Mehrzweckunternehmen besonders stark ausgeprägt ist. Hier liegen jahrzehntelange Erfahrungen über den Betrieb und die Anpassung an die Entwicklung von Schiffahrt und Industrie vor. Im Gegensatz dazu ist der Main-Donau-Kanal im Süden das Beispiel eines einzelnen durchgehenden Verkehrsstranges, der einheitlich und systematisch auf das Ganze ausgerichtet geplant wird und zum Teil schon dem Verkehr übergeben werden konnte, zum Teil aber erst in der Ausführung begriffen ist.

Der dritte Abschnitt des Berichtes ist der Speisung der nordwestdeutschen Kanäle gewidmet. Hier liegt der sehr interessante Fall vor, daß sich in einer Scheitelhaltung 5 Kanäle treffen. Neben den Schiffahrtszwecken dient das System zahlreichen zusätzlichen Aufgaben der Vorflut, der Wasserversorgung für Städte, Industrie und Landwirtschaft und nicht zuletzt der Erholung und Freizeitgestaltung in einem dichbesiedelten Gebiet. Damit kann der Wasserbedarf der Kanäle nur durch ein äußerst kompliziertes System von Pump- und Speicheranlagen gedeckt werden. Der Bericht muß sich deshalb auf die Darstellung einiger weniger Charakteristiken des Speisungssystems beschränken, die aber so ausgewählt wurden, daß sie stellvertretend für die übrigen Teile sind. Anhand von Einzelheiten des Wasserbedarfs und der Bedarfsdeckung sind die notwendigen Einrichtungen und Anlagen beschrieben. Dabei werden neben der Darstellung der zeitlichen Entwicklung auch die Fragen der übersehbaren zukünftigen Aufgaben und ihrer Berücksichtigung behandelt. Die große Zahl der Beteiligten und die Vielfalt ihrer Interessen erfordert sehr differenzierte Wasserbewirtschaftungspläne, ein ausgedehntes Netz von Registriereinrichtungen, zentrale Fernsteuerungen und schließlich ein wohl abgewogenes System der Kostenerfassung und Kostenverteilung.

Der vierte und letzte Abschnitt des Berichtes vermittelt einen Überblick über die Entwurfsgrundlagen des Main-Donau-Kanals, der die Höhen des Jura überschreitend die Stromgebiete des Rheins und der Donau miteinander verbindet. Hier ist die Nutzung des Kanals zur Überleitung von Wasser aus dem wasserreicheren Donauraum über den Jura in den wasserärmeren fränkischen Raum um Nürnberg von hervorragender Bedeutung. Dieses Vorhaben zur Verbesserung der Landeswasserversorgung findet seinen Niederschlag in zusätzlichen Pumpanlagen und Ausleitungsbauwerken des Kanals. Der Wasserarmut des vom Kanal durchquerten Gebietes wird durch Anwendung von Sparschleusen Rechnung getragen. Besondere Aufmerksamkeit mußte bei den verhältnismäßig kurzen Haltungen auf die Sunkwellen durch die Wasserentnahme für die Restfüllung der Schleusen verwendet werden; zu ihrer Beherrschung und zur Kosteneinsparung an den Pumpanlagen unter Ausnutzung der Niedrigtarifzeiten wird neben der Scheitelhaltung ein Speicherbecken angelegt.

Schrifttumsverzeichnis

[1] ROLLE, H./LÜCKGENS, F.: Fernwirkanlage für die Pumpwerksreihe am Rhein-Herne-Kanal. SEL-Nachrichten 11 (1963), Heft 2, Seite 68

[2] PIETZNER, W.: Die Wasserbewirtschaftung der westdeutschen Schiffahrtskanäle, gwf-wasser/abwasser I. Teil 1967, Heft 36, S. 997; II. Teil 1968 H. 38 S. 1040.

[3] Abkommen vom 8. August 1968 zwischen der Bundesrepublik und dem Land Nordrhein-Westfalen über die Verbesserung der Lippewasserführung, die Speisung der westdeutschen Schiffahrtskanäle mit Wasser und die Versorgung aus ihnen. (GV. NW. 1968 S. 343)

[4] Durchführungsvereinbarung vom 14. Februar 1969 zum Abkommen vom 8. August 1968 (MBI. NW. S 731)

[5] Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Main-Gebiet. Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern. Mai 1970

[6] ZANDER, H.: Die Gründung des Wasserverbandes Westdeutsche Kanäle. gwf-wasser/abwasser 111 (1970) H. 10

[7] BÜTTNER, L.: Die Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Main-Gebiet. Die Wasserwirtschaft 4 (1971) S. 97 – 103

[8] KUHN, R.: Die Schleusen des Main-Donau-Kanals. Der Bauingenieur 46. Jhg. (1971), H. 5, S. 163 – 184

[9] PIETZNER, W.: Möglichkeiten der Versorgung mit Kühlturmzusatzwasser durch künstliche Bundeswasserstraßen. Technische Mitteilungen, Essen, 1972 H. 5

[10] Abkommen vom 19. Februar 1973 zur Änderung des Abkommens vom 8. August 1968 (GV. NW 1973 S.63)

[11] SCHMIDTKE, R. F.: Ein Kostenzurechnungsmodell für wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte. Darmstädter Wasserbau-Mitteilungen, Nr. 10/1972

[12] RÜMELIN, B.: Mehrzweck-Aufgaben der Binnenwasserstraßen. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Nr. 3/1973

[13] BASSLER, F., u. a.: Pumpspeicherwerke an schiffbaren Wasserstraßen. Deutsche Berichte zum XXIII. Intern. Schiffahrtskongreß Ottawa 1973

[14] PIETZNER, W.: Wasser für den Dortmund-Ems-Kanal. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen Nr. 8/1974 Seite 337

[15] ANNEN, G.: Niedrigwasseranreicherung als Mittel der Güteverbesserung am Beispiel der Lippe. Wasserwirtschaft 64 (1974) H. 9 S. 259

[16] KROLEWSKI, H.: Wärmekraftwerke an Wasserstraßen. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen Nr. 3/1975

[17] SCHÄLE, E.: Einfluß von Schleusensunkwellen auf das fahrende Typschiff Johann Welker in der Südstrecke des Main-Donau-Kanals. 163. Mitteilung der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg 1976

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 2

Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwasser und Überwachung der Tideverhältnisse in den Ästuarien in bezug auf die durch Gezeiten, Wellen und an der Mündung auftretenden Dünung ausgeübte Energie

Dipl.-Ing. Hermann Harten, Bauoberrat, Bundesanstalt für Wasserbau; Dr.-Ing. Hans-Joachim Vollmers, Baudirektor, Bundesanstalt für Wasserbau.

Thema des Berichtes:

Modelluntersuchungen zu Ausbaumaßnahmen in den deutschen Tideflüssen.

Zusammenfassung

Mit dem Anwachsen der Schiffsgrößen und der Zunahme der Verkehrsdichte auf den Schiffahrtsstraßen müssen Unterhaltungs- und Ausbaumaßnahmen verstärkt durchgeführt werden. Diese Maßnahmen umfassen im wesentlichen den Bau von Buhnen, Längswerken, Seeschleusen, Sperrwerken, die Verlegung von Schiffahrtsrinnen, Unterhaltungsbaggerungen, Vertiefung von Wasserstraßen und die Ablagerung von Baggergut. Weiter wurden Baumaßnahmen zur Verbesserung der Vorflut und zum Sturmflutschutz erforderlich. Da die Beurteilung der oben genannten Maßnahmen, d. h. ihre Auswirkungen auf das Tidegeschehen i. a. nicht hinreichend genau mit Hilfe theoretischer Überlegungen oder aus der Erfahrung heraus erfaßt werden kann, wird deren Qualität durch einen Modellversuch überprüft.

Der vorliegende Bericht befaßt sich mit den Tideästuarien Ems, Jade, Weser, Elbe und Eider.

Ems — Abschnitt 2 (Vollmers)

Die Emsrinne soll in den Dollart verlegt und das Emdener Fahrwasser durch Aufspülen im Bereich des Geiseleitwerkes und Abdämmung durch eine Schleuse an der Geisespitze zu einem tidefreien Hafenbecken werden. Dadurch können zusätzlich die komplizierten morphologischen und schwierigen navigatorischen Verhältnisse im Gatjebogen verbessert werden, wie durch Modellversuche nachgewiesen wurde.

Jade — Abschnitt 3 (Harten)

Die Jade wurde auf SKN −18,5 m vertieft und mit den erforderlichen Entladeeinrichtungen versehen. Dadurch ist ein Tiefwasserhafen entstanden, der von Schiffen mit 250 000 tdw angelaufen werden kann. Die Änderungen des Tidegeschehens durch Vertiefen des Fahrwassers von SKN −12 m auf SKN −18,5 m wurden rechnerisch vorausbestimmt und die natürlichen Verhältnisse mit den morphologischen Zuständen 1965 und 1972 in einem hydraulischen Modell überprüft.

Weser — Abschnitt 4 (Harten)

In den letzten 50 Jahren wurden an der Weser größere Ausbaumaßnahmen und Korrektionen vorgenommen. Die vorteilhaften Auswirkungen auf das Tidegeschehen — die Tidewelle kann ungehinderter in das Ästuar einströmen — zeigen sich in einer Zunahme des Tidehubes.

Im augenblicklichen Ausbauzustand können Schiffe mit 100 000 tdw Bremerhaven anlaufen. Eine weitere Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse ist unter besonderen Voraussetzungen die Vertiefung der Hohewegrinne. Das haben Vorversuche im Modell gezeigt.

Elbe — Abschnitt 5 (Harten)

Die Elbe wird auf SKN −13,5 m vertieft. Außerdem werden Untersuchungen zur optimalen Sturmflutsicherung gemacht.

Hier sollen jedoch Untersuchungen zur Baggergutgewinnung zum Aufspülen von Industrieland beschrieben werden.

Im hydraulischen Modell mit Teilabschnitt in beweglicher Sohle konnte nachgewiesen werden, daß am Böschrücken bei Brunsbüttel durch Erweitern einer Engstelle auf einen optimalen Durchflußquerschnitt (nach O'Brien) Riffel- und Dünenstrecken abgebaut werden, d. h. die Sohle in der Hauptrinne wird stabilisiert.

Eider — Abschnitt 6 (Harten)

Umfangreiche Versuche am Eidermodell haben zu dem Grundkonzept der Abdämmung in der Linie Hundeknöll — Vollerwiek geführt. Es konnten nach Fertigstellung des Sperrwerkes viele Naturmessungen mit den Meßergebnissen der Modellversuche verglichen werden. Die Übereinstimmung ist gut.

Inhalt

		Seite
1.	Vorbemerkungen	138
2.	Ems	139
3.	Jade	142
4.	Weser	144
5.	Elbe	146
6.	Eider	148
7.	Schlußbemerkung	150

1. Vorbemerkungen

Im folgenden werden Fragestellungen aus den maßgebenden Tideästuarien des deutschen Küstenbereiches diskutiert. Das sind die Seeschiffahrtsstraßen Elbe, Weser, Jade, Ems und die Eider, die für die Schiffahrt allerdings keine große Bedeutung hat, sondern in erster Linie Vorfluter für das Eidereinzugsgebiet ist (Abb. 1).

Aus der Vielzahl anliegender Probleme, bei deren Lösung Modellversuche erforderlich sind oder bereits richtungsweisend waren, können im Rahmen dieses Berichtes nur einige Beispiele ausführlicher beschrieben werden.

Die wichtigsten hydrologischen Kennwerte und Modellzahlen der hier genannten Tideästuarien sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

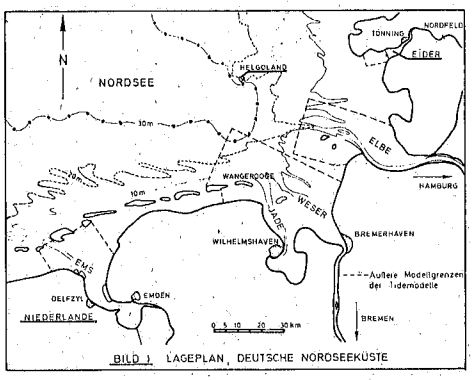


Abb. 1: Lageplan, Deutsche Nordseeküste

2. Ems

Die Seeschiffahrtsstraße Ems als Zufahrt zu den Häfen Emden und Delfzijl hat in den Bereichen Ostfriesisches Gatje, Gatjebogen und Emdener Fahrwasser drei Abschnitte, in denen zeitweise intensive Unterhaltungsbaggerungen notwendig sind (Abb. 2).

Besonders komplizierte Strömungsverhältnisse herrschen im Gatjebogen. Hier läuft die natürliche Strömung schräg zum künstlich offenzuhaltenden Fahrwasser. Die Hauptströmung zwischen dem Ostfriesischen Gatje und dem Dollart kreuzt die Schiffahrtsrinne. Die Nebenrinnen „Ems" und „Bucht von Watum" sind Abzweigungen mit erheblich geringerer Wasserführung.

Die komplexen Strömungsverhältnisse dieses Abschnittes sind außerdem Ursache und Ergebnis der inhomogenen morphologischen Struktur dieses Gebietes. Durch all die genannten Faktoren sind auch die besonderen Schwierigkeiten im Hinblick auf die Navigation und den Umfang der Baggerungen bedingt.

Das alles gab Veranlassung, die Möglichkeiten einer Verbesserung der Verhältnisse zu untersuchen. Dafür wurde insbesondere ein hydraulisches Tidemodell des Emsästuars mit den Maßstäben 1 : 500 (horizontal) und 1 : 100 (vertikal) benutzt. Bei diesen Untersuchungen stellte sich heraus, daß eine Verlegung der Emsrinne in den Dollart bei gleichzeitiger Abdämmung des Emder Fahrwassers binnenseitig und seeseitig als erfolgversprechend angesehen werden kann. Durch den Abschluß des Emder Fahrwassers bietet sich die Möglichkeit, mit einer großflächigen Aufspülung des Bereichs Geiseleitwerk neues Hafen- und Industriegelände zu schaffen (Abb. 2).

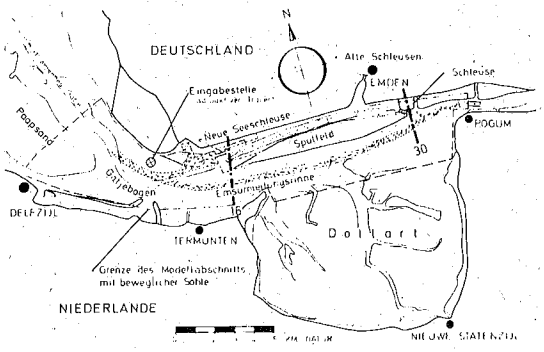


Abb. 2: Lageplan, Ems im Bereich Delfzijl ÷ Emden

Tabelle 1

	Hydrologische Kennwerte							Modellzahlen										
									Maßstab									
	v. d. Seegrenze	Länge [km]	Wassertiefe SKN [m]	mittl. Flutwassermenge MT, [10^6 m³]	Oberwasserabfluß [m³/s] MQ	NNQ	HNQ	Modell	Längen	Höhen	Geschwind.	Abflußmenge	Rauminhalt	Zeit	Modellabschnitt [km] Natur	Modellänge [m]	Vorrangig
Ems	Mövensteert	35	11,5	780														
	Emden	70	8,5	4,5	80	5	1200	Ems	1:500	1:100	1:10	$1:50.10^4$	$1:25.10^6$	1:50	102,5	205		
	Herbrum	125	3,2	0														
Jade	Wilhelmshaven	47	18,5	400	0	0	0	Jade-Weser	1:800	1:100	1:10	$1:80.10^4$	$1:64.10^6$	1:80				
Weser	Bremerhaven	60	12,0	140														
	Bremen	120	8,0	15	310	50	3500											
	Hemelingen	130	3,5	0														
Elbe	Cuxhaven	36	12,0	650														
	Hamburg	135	12,0	70	700	130	3900	Elbe m. fest. Sohle	1:500	1:100	1:10	$1:50.10^4$	$1:25.10^6$	1:50	170	340		
	Geesthacht	173	2,5	0				Elbe m. bew. S.	1:800	1:100	1:10	$1:80.10^4$	$1:64.10^6$	1:80				
Eider	Hundeknöll	25	2,5	35														
	Tönning	38	2,0	12	(14)	0	(140)	Eider	1:250	1: 50	1:7,07	$1:25.10^4$	$1:6.25.10^6$	1:35,36	59	236		
	Nordfeld	59	2,0	0														

Schiffahrt

Vorfl.

Der ohnehin notwendige Neubau der Seeschleuse Emden kann dabei am seeseitigen Ende des neuen Hafens erfolgen.

Die neue Lösung bietet folgende Vorteile:

1. Die bisherigen Schwierigkeiten bei der Freihaltung des Emder Fahrwassers, die sehr wesentlich aus dem Mißverhältnis zwischen der Tidewassermenge und dem vorhandenen Querschnitt resultieren, entfallen. Das soll kurz erläutert werden: Nach O'Brien besteht ein Zusammenhang zwischen dem Tidevolumen und dem Querschnitt. Danach würden sich stabile Verhältnisse nur bei einer Wassertiefe von etwa 6 m ausbilden. Die Gültigkeit dieser Hypothese wurde während des Krieges bestätigt, als über einen längeren Zeitraum nicht gebaggert werden konnte.

   Die Tiefe in der neuen Emsrinne im Dollart wird sich etwa in dieser Größenordnung einpendeln. Die Durchfahrt kleinerer Schiffseinheiten in die obere Ems ist daher ohne Störung möglich.

2. Das komplizierte vorhandene getrennte Füll- und Entleerungssystem Dollart und Ems wird harmonisiert. Dollart und Ems strömen geschlossen durch einen Querschnitt. Dadurch wird auch eine schiffahrtstechnisch günstigere Linienführung im Bereich des Gatjebogens möglich.

Die Umleitung der Ems durch den Dollart bedeutet einen erheblichen Eingriff in das Regime des Stromes. Es ist daher ohne weiteres verständlich, daß (die zunächst globalen) Voruntersuchungen nicht ausreichend waren, um die Veränderungen im einzelnen aufzuzeigen bzw. die Stabilität der neuen Linienführung nachzuweisen. Dafür mußten eingehendere Untersuchungen im Modell ausgeführt werden, die sich in drei Abschnitte gliedern:

a) Morphologische Versuche
b) Hydrologische Versuche
c) Durchmischungsversuche

Hier soll nur über den Komplex „Morphologie" berichtet werden.

Die beste heute bekannte Methode, relativ sichere Aussagen über zu erwartende Veränderungen im Stabilitätsverhalten einer natürlichen mobilen Gerinnesohle zu machen, ist der Modellversuch mit beweglicher Sohle. Die ähnlichkeitstheoretischen Voraussetzungen und die Technik für Tidegroßmodelle wurden bei der Bundesanstalt für Wasserbau seit längerer Zeit entwickelt, so daß bei der Anwendung auf das Emsmodell ein hinreichendes Maß an Sicherheit in bezug auf die Versuchsergebnisse zu erwarten war.

Bei den Versuchen stellte sich heraus, daß die geplante Linienführung sowohl für den Umleitungsabschnitt im Dollart als auch im Gatjebogen sehr stabil blieb. Als Beispiel für das Beharrungsvermögen der Umleitungsrinne im Dollart sind in Abb. 3 die prozentualen Veränderungen des Gesamtquerschnitts im Bereich der Dollartrinne (1000 m Breite) nach 300, 500 und 700 Tiden aufgetragen. Profil 16 und 30 sind in Abb. 2 gekennzeichnet.

Bei den Untersuchungen der „morphologischen Veränderungen im Gatjebogen" wurde auch ein Versuch mit radioaktiven Tracern ausgeführt, der für die Deutung der Vorgänge im

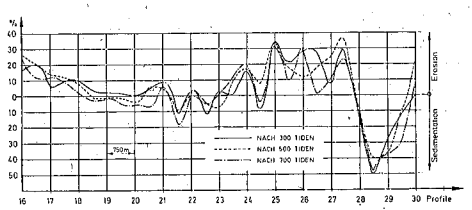


Abb. 3: Veränderung des Gesamtquerschnitts im Dollart

Gatjebogen wichtig ist. Die Arbeitsmethoden und die Meßtechnik mit radioaktivem Granulat wird eigehend in dem Versuchsbericht der BAW „Morphologische Veränderungen im Gatjebogen" beschrieben. Der Einbringepunkt ist in Abb. 2 wiedergegeben. Er wurde so gewählt, weil hier im Bereich der Mittelplate bereits bei früheren Versuchen eine intensive Geschiebebewegung festgestellt worden war, was auch Naturbeobachtungen bestätigt haben. Nach 100 Modelltiden erfolgte die Aufmessung. Die Ergebnisse sind in Bildern mit Linien gleicher Strahlungsintensität zusammengefaßt.

Der Längstransport ist erheblich intensiver, wobei der Fluttransport überwiegt. Interessant ist, daß sich das Maximum etwa 250 m westwärts in Richtung zum Fahrwasser, quer zur Hauptströmungsrichtung verlagert hat und an der ursprünglichen Einbringstelle kaum etwas liegengeblieben ist. Dieser Test zeigt deutlich, daß der Feststofftransport von See über die Mittelplate erfolgt, und daß die Mittelplate ihre Massen durch Vorschieben nach Westen an die Fahrrinne abgibt, was auch aus anderen Versuchen erkannt worden war. Dieser Versuch lieferte für die Deutung der Ergebnisse wichtige Hinweise. Die relativ gute Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse mit radioaktiven Leitstoffen auf die Natur wurde inzwischen durch einen Vergleichsversuch im Elbmündungsgebiet nachgewiesen.

Die neue Zufahrt zum Hafen Delfzijl bleibt in ihrer Lage auch nach Verlegung der Fahrrinne im Gatjebogen sehr stabil und weist nur geringe Sedimentation auf.

Die Untersuchungen für die Abschnitte b. Hydrologie und c. Durchmischung sind jetzt ebenfalls im wesentlichen abgeschlossen. Aus allen vorliegenden Ergebnissen kann geschlossen werden, daß sich insgesamt gesehen die Verhältnisse im Emsästuar durch die geplante Rinnenverlegung verbessern werden.

3. Jade

Die in der jüngsten Vergangenheit ständig wachsenden Schiffsgrößen machten den Ausbau eines Tiefwasserhafens für Schiffskörper bis 250 000 twd notwendig. Aufgrund der hydrologischen und morphologischen Verhältnisse war die Jade zum Ausbau geeignet. Im Jahre 1956 wurde daher entschieden, daß Wilhelmshaven Ölumschlaghafen mit einer Löschbrücke, einem Tanklager und einer Pipeline zu Raffinerien im Rhein- und Ruhrgebiet werden soll. Mit dem Ausbau wurde zügig begonnen. Das Fahrwasser wurde von SKN −12 m (1965) auf SKN −18,5 m (1972/73) (Tabelle 2) vertieft und gleichzeitig mit den notwendigen Entladeeinrichtungen versehen (Abb. 4).

Durch eine Vorausberechnung nach dem Differenzenverfahren sollten die Auswirkungen der Fahrwasservertiefung bei gleichzeitiger Eindeichung aller Wattflächen am Westufer der

Tabelle 2

Ausbau [m]	Baggerzeit	Ausbautiefe unter SKN bei der Ölpier [m]	Ausbautiefe unter SKN bei der Ansteuerungstonne „Jade" [m]	max. Schiffsgrößen Tiefgang voll abgeladen [m]	[Fuß]	mittl. Tragfähigkeit [tdw]	Baggermenge [Mill m³]	Bemerkungen
12	1958–63	12,0	12,0	13,5	(44)	60 000	16	geringste
13	1964–67	13,0	14,1	14,5	(47,5)	90 000	20	Tiefe vor
(15	1967–69	15,0	16,1	16,8	(55)	170 000	47,4)	Ausbau ca.
(17	1969–71	16,7	17,9	18,5	(61)	200 000	29,6)	SKN –
18,5	1971–73	18,5	19,7	20,0	(65,5)	250 000	(61)	10 m

77

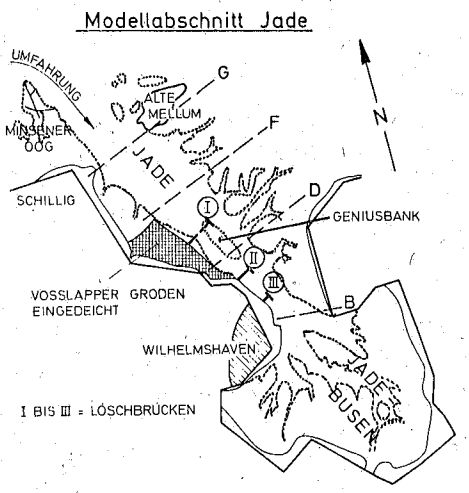


Abb. 4: Lageplan, Jade

Innenjade zwischen Schillighörn und Voslapp bestimmt werden. Das Rechenmodell konnte naturgemäß nur von den damaligen morphologischen und hydrologischen Verhältnissen ausgehen. Im Vergleich zum unveränderten Ausgangszustand 1965 kommt es zu einem Absinken des Tnw zwischen 4,5 und 8,6 cm, während das Thw geringfügig ansteigt, d. h., der Tidehub wird größer. Dieses Ergebnis ist logisch erklärbar. Durch Erweitern des Durchflußquerschnitts als auch durch Wegnahme von seitlichem Flutraum wächst der Tidehub.

Tatsächlich aber nimmt der Tidehub in der Natur ab, d. h. das Tnw steigt und das Thw fällt. Offensichtlich werden die relativ geringen Wasserstandsänderungen, die durch das Vertiefen der Rinne und Vordeichungen hervorgerufen wurden, durch andere Einflüsse — wie z. B. natürliche morphologische Änderungen, sowie meteorologische Verhältnisse und der sich daraus ergebenden Beeinflussung des Tidegeschehens — überlagert. Das hydraulische Modell geht von den Gegebenheiten der Natur aus (Tide, Morphologie, Ausbauzustand und Eindeichung des Voslapper Groden). Es stimmt daher weitgehend mit den Naturmessungen überein. Auf der graphischen Darstellung (Abb. 5) sind die Wasserstandsdifferenzen zwischen den mittleren Tiden von 1965 und 1972 für die Natur und das hydraulische Modell, sowie die Ergebnisse des Rechenmodells graphisch aufgetragen.

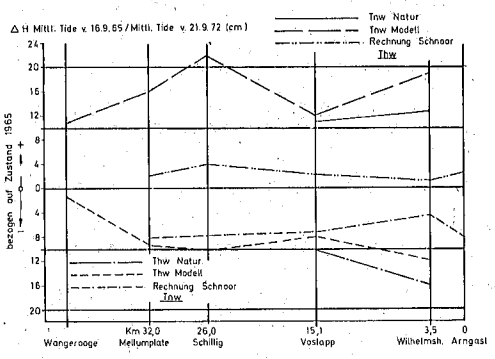


Abb. 5: Differenzwasserstände

In Tabelle 3 ist der Faktor $\mathcal{H} = \frac{V_{eM}}{V_{fM}}$ für vier Meßquerschnitte (G, F, D, B, Abb. 4) zusammengestellt.

Das Verhältnis aus den mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten (V_{eM}, V_{fM}) läßt Schlüsse auf das Transportverhalten der Tidebewegung zu.

Die Modellwerte der Zustände 1965 und 1972 weichen nur wenig voneinander ab, d. h. die Vertiefung und Vordeichung verändert im Gesamtabschnitt nur wenig. Örtliche Strömungsumlagerungen sind vorhanden, werden aber i. a. durch Mittelbildung über den Querschnitt eliminiert.

Die Tendenz der Modellergebnisse — z. B. deutliches Überwiegen des Ebbstromes in D — stimmt mit den Naturwerten überein (Tabelle 3).

Tabelle 3

Meßquerschnitt	G	F	D	B
Modell, Zustand 1965	1,07	1,02	1,222	1,074
Modell, Zustand 1972	1,10	1,04	1,228	1,09
Natur, Zustand 1965	1,09	1,11	1,31	1,05

Die wertmäßige Abweichung läßt sich mit der unterschiedlichen Meßmethodik erklären. Im Modell wird mit Mikroflügeln 2 cm unter Tnw gemessen, das sind SKN −2 m in der Natur. Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Natur wurden mit Schaufelradstrommessern ca. 3 m über der Sohle aufgenommen und nicht auf repräsentative mittlere Verhältnisse umgerechnet.

Nach Abschluß der Ausbaumaßnahme 18,5 m sind Unterhaltungsbaggerungen notwendig. Es ergeben sich drei Schwerpunktbereiche:

1. Die Geniusbank ist ein Mittelgrund, der möglicherweise durch den Ebbstrom in das Fahrwasser abgedrängt wird (Abb. 4).
2. Die Umfahrung Minsener Oog ist eine starke Strömungs- und Fahrwasserkrümmung (Abb. 4).
3. Das Fahrwasser der Außenjade, das im Bereich der Platenwanderung liegt, muß stellenweise gebaggert werden (Abb. 1).

4. Weser

Die Weser ist Seeschiffahrtsstraße nach Bremerhaven, Bremen und zu Industrieansiedlungen im übrigen Weserbereich. Mit wachsenden Schiffstiefgängen mußten auch die Ausbaumaßnahmen zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse verstärkt vorangetrieben werden. Neben Vertiefen der Unterweser waren besonders in der Außenweser schwierige Strombaumaßnahmen zu bewältigen. Die Außenweser besteht aus einem Doppelrinnensystem mit Tegeler Rinne, Wurster Arm im Nordosten und südwestlich davon die Hohewegrinne mit anschließendem Fedderwarder Fahrwasser. Dazwischen liegen Platen (Tegeler Plate, Robbenplate) und den Mündungsbereich abgrenzende Sände und Wattrücken (Mellum Plate, Der Hohe Weg und Kleine Knechtsände, Eversand, Wurster Watt) (Abb. 6).

Ein wesentlicher Eingriff in den Fahrwasserverlauf war die Verlegung des Fahrwassers vom Wurster Arm in die Fedderwarder Rinne mit gleichzeitiger Vertiefung auf SKN −10 m. Diese

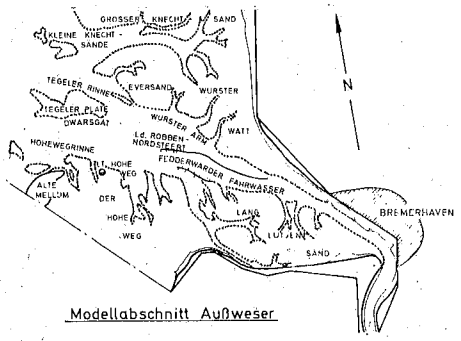


Abb. 6: Bereich Bremerhaven – Tegeler Plate, Weser

Ausbaumaßnahme wurde 1928 abgeschlossen. Am Pegel Bremen wurde das durch deutliches Absinken der mittleren Jahreswasserstände im Tnw registriert (Abb. 7). Weitere Vertiefung der Außenweser auf SKN −12 m, der Unterweser auf SKN −9 m, sowie Unterhaltsarbeiten und Korrektionen führten insgesamt zu einem Anwachsen des Tidehubes, der hauptsächlich durch Absinken des Tnw und nur zu einem geringen Teil auf Anheben des Thw zurückzuführen ist (Abb. 7).

Die Unterweser ist bis Nordenham auf SKN −11 m und bis Brake auf SKN −10 m ausgebaut. Der Abschnitt Brake bis Bremen wird auf SKN −9 m vertieft. Heute können unter Ausnutzung der Tide Containerschiffe mit 13,5 m (44 Fuß) Tiefgang und 100 000 tdw nach Bremerhaven und Massengutschiffe mit 9,70 m (32 Fuß) Tiefgang und 30 000 tdw bei einer Längenbegrenzung von 180 m nach Bremen fahren. Eine Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse im Außenweserbereich ist möglicherweise die Vertiefung und Verbreiterung der Hohewegrinne bei gleichzeitigem Verbau des Dwarsgats.

Im Modell wurde festgestellt, das in der ersten Flutphase das Dwarsgat aus der Hohewegrinne, mit wachsender Überströmung der Tegeler Plate aber von Norden her gefüllt wird. Ein Austausch von Wassermassen zwischen Dwarsgat und Wurster Arm ist bei mittleren Tideverhältnissen nicht festzustellen, d. h., die Wassermengen aus dem Dwarsgat fließen vor Kopf des Leitdammes Robbennordsteert und auch über den Leitdamm selbst in das Hauptfahrwasser zurück. Der Leitdamm ist daher, das wird auch durch die Natur bestätigt, harten Strömungsangriffen ausgesetzt und durch einen Priel von der Nordseite her gefährdet (Abb. 6).

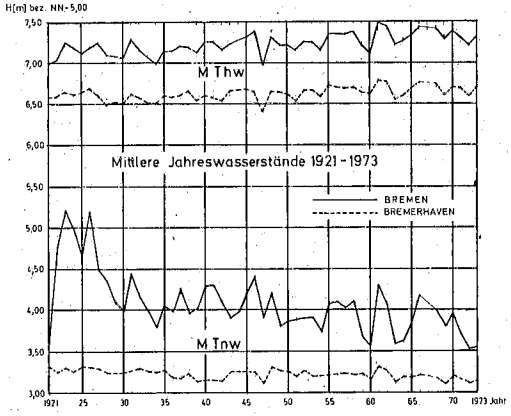


Abb. 7

Durch Erweiterung der Hohewegrinne soll das Auslenken von Teilwassermengen aus der Hauptrinne wenigstens teilweise unterbunden und das nachteilige Rückströmen über den Leitdamm Robbennordsteert vermindert werden.

Weil bereits kleine Änderungen von Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen, die aber von Meßgeräten kaum noch erfaßt werden, im Verlauf der sich ständig wiederholenden Tidebewegung erhebliche Auswirkungen auf die Morphologie haben können, sollten Modellversuche zu Eingriffen von entscheidender Bedeutung für die Schiffahrt mit beweglicher Sohle gemacht werden.

In Langzeitversuchen läßt sich dann die Stabilität dieser Baumaßnahme prüfen. Weiter muß die Auswirkung der veränderten Strömung auf das verklappte Baggergut im Dwarsgat mit radioaktiven Tracern untersucht werden.

5. Elbe

Wie alle anderen Seeschiffahrtsstraßen hat auch die Elbe als Zufahrt zum Nordostseekanal und Seehafen Hamburg Probleme, die in der Unterhaltung der Ausbautiefe, in weiterer Vertiefung (SKN − 13,5 m) und Sicherung gegen Sturmfluten liegen.

Für die Stabilisierung des Außenelbefahrwassers (Regulierungsmaßnahmen und Bestimmung günstiger Baggerklappstellen mit radioaktiven Leitstoffen) wurden Untersuchungen am Elbemodell mit beweglicher Sohle gemacht.

Alle Probleme der Unterelbe und auch die Sturmflutsicherung werden am Modell mit fester Sohle untersucht.

Hier soll aus der Vielzahl von Problemen das der Baggergutgewinnung zur Aufspülung von Gelände für Industrieansiedlung am Baggervorhaben Böschrücken diskutiert werden.

Für Industrieansiedlung soll bei Brunsbüttel an der Unterelbe Außendeichland aufgespült werden. Aus wirtschaftlichen Gründen muß das erforderliche Baggergut aus dem Stromregime der Elbe außerhalb des Hauptfahrwassers entnommen werden. Die Entnahme darf jedoch die hydraulischen und morphologischen Verhältnisse im Hauptfahrwasser nicht nachteilig beeinflussen.

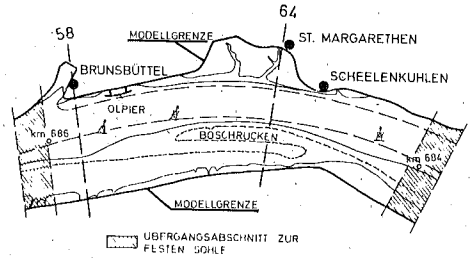


Abb. 8: Modellabschnitt mit beweglicher Sohle

Weil Rückschlüsse auf morphologische Veränderungen aus Fließgeschwindigkeits- und Strömungsmessungen in Modellen mit fester Sohle mit zahlreichen Unsicherheitsfaktoren behaftet sind, wurde ein hinreichend großer Teilabschnitt (144 m^2) des Modells mit beweglichem Material (Hostyren ϱ_s = 1,05 g/cm^3) ausgestattet (Abb. 8).

Es wurden Kurzzeitversuche (180 Tiden ≙ 563 F-Tage in der Natur) und Langzeitversuche (1200 Tiden ≙ 22 F-Jahre in der Natur) gemacht, wobei ein Feststofftag (F-Tag) im Modell in 2,33 Minuten abläuft.

Als Erreichen der Naturähnlichkeit wurde ein Zustand angesehen, bei dem die anfänglich glatt eingeformte Sohle, durch den Tidestrom derart umgebildet wurde, daß das Rauhigkeitsverhalten den oberhalb und unterhalb des beweglichen Abschnitts liegenden Modellteilen mit fester Sohle entsprach. Die Thw- und Tnw-Linien über den Längsschnitt des Flusses und der Verlauf der Wasserstände über die Tidedauer (Form der Tidekurven) stimmen dann mit den Sollwerten (Naturwerte) überein. Gleichzeitig wurden in Natur und Modell Sohlformen verglichen. Die Längen der Einzeldünen konnten aufgrund der Rauhigkeit des Einzelkornes nicht erreicht werden (Abb. 9). Über die Fläche gesehen, entspricht die Rauhigkeit jedoch den natürlichen Verhältnissen.

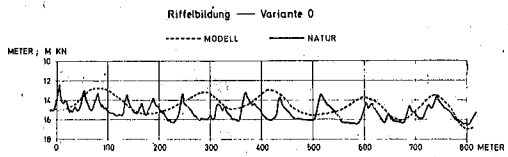


Abb. 9: Riffelbildung

In einem Längsschnitt (Profile 58 – 64) kann die Entwicklung der Sohle im Verlauf von 180 Modelltiden gezeigt werden. Im Modell wurden gegenüber der Ölpier Eintreibungen in das Fahrwasser festgestellt. Es ist die einzige Stelle, an der in diesem Bereich auch in der Natur gebaggert werden muß (Profil 60).

Auch sind die großen Kolktiefen in der Engstelle St. Margarethen zu erkennen (Profil 63). Es konnte eine gute Naturähnlichkeit erreicht werden, die sowohl auf hydraulischen Daten als auch auf charakteristischen morphologischen Eigenheiten des Versuchsbereiches (Dünenhöhen, Eintreibungen, Kolktiefen) gegründet ist (Abb. 10, obere Darstellung).

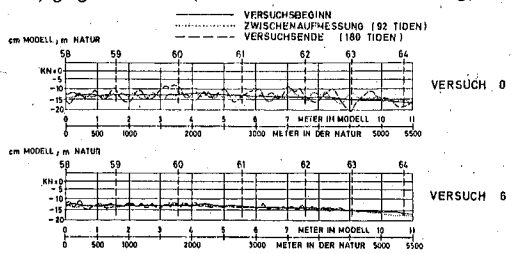


Abb. 10: Längsschnitt

Ein günstiger Vorschlag zur Entnahme der gewünschten Baggermenge ($8{,}5 \cdot 10^6\ m^3$) konnte mit der Erweiterung des Hauptrinnenquerschnitts entlang der Nordseite des Böschrückens im hydraulischen Modell ermittelt werden (Versuch 6). Diese Erweiterung kommt den hydraulischen Erfordernissen dieses Bereiches entgegen. Es konnte eine Stabilisierung der Hauptrinne erreicht werden. Es besteht die Möglichkeit, mit Hilfe der von O'Brien gefundenen Gleichgewichtsbeziehung zwischen Durchflußquerschnitt und Tidevolumen eines Ästuars, einen hydraulischen Optimalquerschnitt zu berechnen.

Die Beziehung lautet

$$F_{min} = F_{opt} = \eta \cdot v \cdot 10^{-4}$$

wobei η zwischen 0,5 und 0,7 variieren kann und von der Kornfraktion des Sohlmaterials abhängt. Für den inneren Mündungsbereich der Elbe kann $\eta = 0{,}6$ angenommen werden. Das Tidevolumen oberhalb km 688,1 beträgt $V \approx 360 \cdot 10^6\ m^3$. Dann ergibt sich mit

$$F_{opt} = 0{,}6\,\frac{360 \cdot 10^6}{10^4}$$

$$= 21\,600\ m^3$$

und $F_{vorh} = 20\,420\ m^3$

ein $\Delta F = 1\,180\ m^3$

Die Erweiterung des Querschnitts im Querprofil 64 durch die Entnahme beträgt 1200 m³. Das entspricht etwa der notwendigen Vergrößerung des Durchflußquerschnitts nach O'Brien und bestätigt die Richtigkeit dieser Annahmen. Die Sohlevolutionen sind im Vergleich zum Ausgangszustand (Versuch 0) erheblich verringert (Abb. 10). Im Langzeitversuch traten größere Sohlverformungen in der Hauptrinne auf, der Böschrücken bleibt jedoch stabil und als natürliches Strombauwerk erhalten.

6. Eider

In den Proceedings des 23. Internationalen Schiffahrtskongresses wurden die Probleme, die zu den Gedanken der Eiderabdämmung geführt haben, eingehend beschrieben.

Durch umfangreiche Modellversuche wurde das Grundkonzept für die Abdämmung gefunden. So konnten z. B. Empfehlungen zur optimalen Trassenführung der Abdämmung in der Linie Hundeknöll — Vollerwiek (Abb. 11), zur Baufolge, Sielbreite, Schwellenhöhe, Schleusenlage und zum Betrieb der Wehrverschlüsse gegeben werden. Außerdem wurden die Einflüsse ermittelt, die die Abdämmung im Nah- und Fernbereich des Eiderästuars hervorruft.

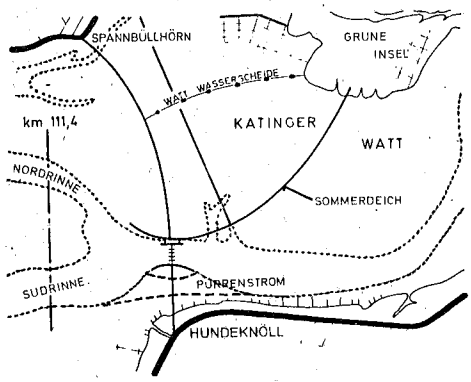


Abb. 11: Abdämmungslinie Hundeknöll – Vollerwick

Es ist schwierig, vergleichbare Messungen aus Modell und Natur zu bekommen. So werden im Modell Messungen bei einer sich immer unter gleichen Bedingungen wiederholenden Mittleren-, Spring- oder Sturmtidenfolge gemacht. In der Natur dagegen ist nahezu keine Tide der anderen gleich, und selbst wenn man versucht, die Meßergebnisse auf mittlere Verhältnisse umzurechnen, ist dieses fehlerbehaftet. Außerdem unterscheiden sich die Meßmethoden in Natur und Modell. So werden in der Natur Strömungsgeschwindigkeiten mit Schaufelrädern ca. 2 bis 3 m über der Sohle gemessen oder mit Ottflügeln die Verteilung der Strömungsgeschwindigkeit in einer Meßlotrechten bestimmt. Im Modell wird dagegen i. a. wegen der Größe der Stauscheiben von Pendelströmungsmessern (1,5 x 4,0 cm) bzw. der Propellerdurchmesser von Mikroflügeln (1,0

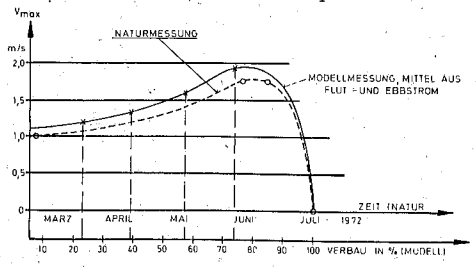


Abb. 12: Verbau des Purrenstroms

bis 3,0 cm) eine Punktmessung gemacht, d. h. die Strömungsgeschwindigkeit wird in einem Meßpunkt in einer möglichst repräsentativen Tiefe aufgenommen.

Wegen der obengenannten Schwierigkeiten und weil häufig Naturmessungen überhaupt fehlen, kommt man außerordentlich selten zu einer Relation von Natur- und Modellwerten. Um so erfreulicher ist es, daß man nach Fertigstellung des Sperrwerks eine große Zahl von Meßergebnissen der Modellversuche mit Naturmessungen vergleichen konnte,

a) Geschwindigkeiten beim Schließen des Purrenstromes (Abb. 12).

b) Tidekurven im Wehrbereich
Nach der Abdämmung zeigt sowohl die Modell- als auch die Naturtidekurve im letzten Viertel des Flutastes für ca. 1 Stunde erheblich verlangsamten Anstieg, um dann in einer weiteren Stunde verstärkt zum Thw aufzulaufen (Abdämmungs- oder Reflexionseffekt).

c) Maximale Fließgeschwindigkeiten in den Sperrwerksöffnungen. Ein Vergleich der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten ist nur global möglich, da die Naturwerte von meteorologischen Verhältnissen und jeweiligem Tideverlauf abhängig sind.

In Tabelle 4 sind die im Modell ermittelten maximalen Geschwindigkeiten den Naturmessungen gegenübergestellt.

Tabelle 4

Lfd. Nr.	Bezeichnung	Flut [cm/s]	Ebbe [cm/s]	Bemerkungen
1	Modell, mittlere Tide	296	285	4. Öffnung [4]; [6]
2	Modell, Springtide	322	310	[4]; [6]
3	Natur, Springtide	300 bis	350	[1]
4	Natur	360	320	3. Öffnung [3]

d) Maximale Durchflußmengen
Einen Vergleich der maximalen Durchflußmengen bei voll geöffneten Wehrverschlüssen zwischen Natur und Modell zeigt Tabelle 5.

Tabelle 5

Bezeichnung	max. Durchfluß [m^3/s]		Tidewassermenge [10^6 M_3]		Bemerkungen
	Flut	Ebbe	Flut (T_f)	Ebbe (T_e)	
Modell	3580	2800	42,30	42,18	Springtide [4] Morphologie 1964 [6]
	Kubizierung				
Natur	3200	2800			Springtide [3] Morphologie 1972

e) Aufteilung der Tidewassermenge im Bereich Nord- und Südrinne. Die Aufteilung der Tidewassermengen T_f und T_e auf Nord- und Südrinne ist in Tabelle 6 in Prozenten angegeben. Die Abweichung zwischen Natur und Modell beträgt 4 %. Bei Ebbe stimmen die Prozentzahlen überein.

Tabelle 6

Sperrwerk km 109,9; Wehrverschlüsse voll geöffnet

Tidephase	Südrinne $[10^6\ m^3]$	%	Nordrinne $[10^6\ m^3]$	%	S + N $[10^6\ m^3]$	Bemerkungen
Flut (Modell)	20,94	47	23,54	53	44,48	Meßquerschnitt km 111,4
Flut (Natur)	22,10	43	29,66	57	51,76	
Ebbe (Modell)	22,15	45	26,70	55	48,85	
Ebbe (Natur)	24,30	45	29,31	55	53,61	

Die maximalen Abweichungen Modell- und Naturwert liegen etwa bei 10 %. Die hier erreichte gute Übereinstimmung bestärkt allgemein die Aussagekraft von Modellversuchen.

7. Schlußbemerkung

Im Zeichen des steigenden Schiffsverkehrs und in jüngster Vergangenheit wachsender Schiffsgrößen ist die Regulierung der Wasserstraßen eine unabänderliche Notwendigkeit. Hierbei kann der Modellversuch einen erheblichen Beitrag leisten.

Schrifttumsverzeichnis

Bundesministerium für Verkehr: Deutsche Berichte zum XXIII. Internationalen Schiffahrtskongreß, Ottawa 1973

Bundesministerium für Verkehr: Jahresberichte des BMV, Bonn 1973

Bundesanstalt für Wasserbau: Tidewellenberechnung für die Jade, Hamburg 1971, unveröffentlicht

Bundesanstalt für Wasserbau: Jade-Weser Modell, Naturähnlichkeit 1965, Hamburg 1975, Bericht 2, unveröffentlicht

Bundesanstalt für Wasserbau: Morphologische Veränderungen im Gatjebogen, Modellversuche, Hamburg 1973, unveröffentlicht

Cordes, F.: Eiderdamm Hundeknöll–Vollerwiek, Bautechnik 11, 12/1970; 9, 10, 11/1971; 7, 8/1972

Cordes, F.; Knieß, H. G.: Meßprogramm Eiderdamm, Wasserwirtschaft 7/1972

Giese, E.; Harten, H.; Vollmers, H.: Experience with Movable Bed Tidal Models; Coastel Engineering Conference Copenhagen, 1974

Gehrig: Über Fragen der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen; Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau d. Technischen Universität Hannover 1967, Heft 29

Harten, H.: Abdämmung der Eider, Modellversuche im Tidemodell; Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 1970, Nr. 40

Harten, H.: Modelluntersuchungen für Regulierungsmaßnahmen im Tidegebiet, Vortragsveranstaltung der Bundesanstalt für Wasserbau 1969, unveröffentlicht

Harten, H.: Model Trials with Movable Bed Section for Improving the Main Navigational Channel of the Elbe River; XVIth Congress of the IAHR, Sao Paulo, Brazil, 1975

Harten, H.; Knieß, H. G.: Eiderdamm, Natur- und Modellmessungen, Wasserwirtschaft, Heft 12, 1976

Hensen; Wegener: Ausbau der seewärtigen Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen; Hansa, Hamburg 1971, Nr. 15

Hovers, G.: Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser; Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 1973, Nr. 34

O'Brien: Equilibrium Flow-Areas of Inlets on Sandy Coasts, Journal of the Waterways and Harbor Division, Proc. of American Society of Civil Engineers, 1969

Rohde, H.; Timon, A.: Die Versandung der Eider; Weiterführung der Untersuchungen und künstlicher Spülbetrieb; Wasserwirtschaft 1969, Heft 6 und 8

Sindern, J.; Harten, H.: Sanbewegung und künstlicher Spülbetrieb in der Eider; Proc. 23. International Navigation Congress, Ottawa 1973

Vollmers, H.: Großflächige Tidemodelle. Das Gas- und Wasserfach, 42, 1969

Vollmers, H.; Giese, E.: Elbe Tidal Model with Movable Bed; 13th International Conference on Coastel Engineering, Vancouver, 1972

Yalin: On the Geometrically Similar Reproduction of Dunes in a Tidal Model with Movable Bed; 13th International Conference on Coastel Engineering, Vancouver 1972

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 3

Die Auswirkungen neuer Systeme und Geräte für den Güterumschlag auf die Anlage von Häfen und Off-Shore-Terminals mit besonderer Bezugnahme auf das bestehende Binnenverkehrsnetz

Berichterstatter: Dr. Ing. Ralph Lutz, Senatsbaudirektor Bremen i. R.; Dr. Günther Boldt, Prokurist, Bremer Lagerhausgesellschaft, Bremen; Dr. Ing. Dieter Naumann, Vorstandsmitglied Bremer Lagerhausgesellschaft Bremen; Harald von Rango, Regierungsdirektor im Bundesverkehrsministerium Bonn/Hamburg

Zusammenfassung

Ein Hafengrundriß ist so zu gestalten, daß die Umschlagsgeräte „ihrer" Zeit eingesetzt werden können und auch die Organisation des Umschlags den neuen Erkenntnissen angepaßt werden kann.

Das Bestehen des Seehafens wird im wesentlichen mitbestimmt durch die Höhe des Wasserstandes, die das Seeschiff in Fahrt benötigt. Bei Aufkommen von Seeschiffen mit größerer Tauchtiefe sind Zufahrt und Hafen auf diese Tiefe herzurichten oder seewärts des Hafens sind neue Schiffsliegeplätze/Hafenreviere anzulegen. Beide Lösungen sind vor Verwirklichung in der Wirtschaftlichkeit gegenüber zu stellen.

Die in den letzten Jahrzehnten vorgenommenen Investitionen für die landseitigen Verkehrsmittel lassen keine Änderung der Trassierungselemente und des Lichtraumprofils erwarten, abgesehen von wenigen Ausnahmen. Eine Steigerung der Tragfähigkeit der Gefäße ist nur innerhalb der vorgegebenen technischen Festlegungen möglich. Nur Pipeline und Stetigförderer sind noch frei in ihrer Entwicklung.

Inhalt

Seite

1. Einleitung 153

2. Die Auswirkung der neuen Systeme und Geräte 153
   - 2.1. Die neuen Systeme 153
   - 2.2. Die neuen Geräte 154
   - 2.3. Die Bewertung des bestehenden Binnenverkehrsnetzes 154
   - 2.4. Die seefeste Verpackung 155

3. Darstellung an Beispielen 155
   - 3.1. Der konventionelle Stückgutumschlag 155
   - 3.2. Der Umschlag von Containern an Spezialanlagen 157
   - 3.3. Der Liegeplatz für Leichterträger und Ablegen der Leichter nach dem System: Lash, Seabee, Bacat 158
   - 3.4. Der Umschlag von Gütern nach der Technik: Roll on, Roll off, sowie Fährverkehre 158

Seite

3.5. Der Umschlag von Gütern nach der Technik: Truck to Truck 159

3.6. Technischer Vergleich zu: 3.1. – 3.5. 160

3.7. Der Umschlag schüttgeeigneter Güter 160

3.8. Der Umschlag pumpgeeigneter Güter 162

4. Schlußbetrachtung 162

1. Einleitung

In der deutschen Hafengeschichte sind auf dem Gebiet der Umschlagtechnik strenge Zäsuren festzustellen. Sie sind hervorgerufen durch das Wachsen der Abmessungen der Seeschiffe und davon abhängig die Gestaltung der Liegeplätze im Hafen, die Aufnahmefähigkeit der Schuppen und Lagerplätze, aber auch die Leistungsfähigkeit der vertikalen und horizontalen Fördergeräte. Diese stete Entwicklung sei nicht nur rückblickend festgestellt, sondern auch für die Zukunft vermerkt.

Die nach 1948/50 aufgekommenen, technischen Neuerungen und Organisationsformen konnten nicht immer in den nach 1945/48 wieder aufgebauten Hafenrevieren untergebracht bzw. eingeordnet werden. Um den Anschluß an den technischen Fortschritt zu behalten, mußten neue Hafenreviere seewärts der jeweils konventionell bezeichneten Häfen gebaut werden.

2. Die Auswirkung der neuen Systeme und Geräte

2.1. Die neuen Systeme

Zahlreiche Ladungssysteme kamen auf, so der Container, normal belüftet, aber auch klimatisiert. Eine Folge war der Verzicht auf Kaje-, aber auch klimatisierte Schuppen. Die Container sind in ihren Innen- und Außenabmessungen sowie den Bauelementen genormt. Vom Hafen aus beurteilt sind zu unterscheiden: Haus/Haus- und Pier/Pier-Container.

Ein weiteres Beispiel sind die Leichter-Träger (Barge-Carrier). Für diese sind Wasserflächen vorzubereiten für das Ablegen des Leichter-Trägers, sowie zum Ablegen der Barges, Seabees oder Bacats während der Aktion. Zu wählen sind Wasserflächen jenseits der Flächen, die für Einrichtung von Umschlagsanlagen zum Land hin geeignet sind. Hinzu kommt eine weitere Wasserfläche im Hafenrevier, auf der die Leichter zum Sammeln/Abholen gebracht werden. Auf dieser Fläche verbringen auch die Leichter nach dem Laden und Löschen ihre Wartezeit, nämlich bis das die Leichter tragende Schiff aktiv wird. Finanziell vorteilhaft ist, daß aufwendige Kajebauten mit seetiefem Wasserstand nicht notwendig sind, vielmehr die Leichter vor Umschlagsanlagen mit einem Wasserstand, der dem Kümo und Binnenschiff genügt, abgefertigt werden können. Ein weiterer Vorteil ist, daß Leichter mit Volladung direkt zum Empfänger an Binnenwasserstraßen gebracht werden können, ohne die Anlagen des Seehafens zu belasten.

Die erhoffte Minderung der Investition ist für manche Häfen nicht eingetreten. Das geeignete Ladungsgebot für Trägerschiffe ist nicht so umfangreich, um diese voll auszulasten. Es erscheinen nunmehr Kombischiffe; sie befördern echtes Stückgut, Leichter und Container. Solche Kombischiffe legen zum Laden und Löschen vor Kajen an. Ein Kompromiß ist, wenn das Kombischiff auf einer freien Wasserfläche ankert und nach Abgabe/Aufnahme der getragenen Schiffe aufschwimmt und von/zur Kaje verholt. Ein Kompromiß, der für den Hafenhalter Investitionen mindert, dem Reeder aber Kosten verursacht.

2.2. *Die neuen Geräte*

Das am Umschlag beteiligte größere Gefäß unter den Verkehrsmitteln bestimmt die Leistung der Hebe- und Fördermittel sowie die Aufnahmefähigkeit der überdeckten und nicht überdeckten Lagerflächen. Die Wirtschaftlichkeit eines Hafens wird an der Liegezeit des Schiffes im Hafen und der für den Durchlauf der Güter, soweit keine Dauerlagerung im Hafen stattfindet, beanspruchten Zeit gewertet. Nach Einsatz der mechanischen Flurfördergeräte wurde es möglich, daß Stückgut im Hafen über größere Flächen als früher gefördert und gestapelt werden kann, ohne Brückenkrane einzusetzen. Die Landfläche hinter der Kaje kann nunmehr für die Ladung um das 2- bis 3fache größer werden. Das bringt neben schnellem Laden/Löschen, infolge Bereitstellung der Ladung, den wirtschftlichen Vorteil, daß der Liegeplatz in vergleichbarer Zeit häufiger belegt werden kann, eine Einsparung an Investitionen für den Bau von Kajen und Hafenflächen. Mit Einführung der Palette und spezialisierter Vorsatzgeräte für die Hebezeuge kann nunmehr die Ladung unterschiedlicher Verpackung und unterschiedlichen Inhalts nicht nur schneller gegriffen, sondern auch gesondert abgesetzt werden. Durch Mehrinvestitionen sowie höheren Aufwand für die Unterhaltung des vielseitigen Geräteparks wird die Beschleunigung des Lade/Löschvorganges erreicht.

2.3. *Die Bewertung des bestehenden Binnenverkehrsnetzes*

Die Abmessungen und Belastbarkeit der Binnenverkehrswege, nämlich Binnenwasserstraßen, Schiene und Straße, sind genormt, man kann sagen: sie sind „eingefroren". Die Investitionen, die für diese Wege noch in jüngster Vergangenheit aufgebracht wurden, lassen kaum erwarten, daß mit Änderungen in nächster Zeit zu rechnen ist. Ausnahmen könnten nur Verbindungen sein, eingerichtet zwischen einem Seehafen und einer ihm fest zugeordneten Gewinn/Produktionsstätte. Für deren Transportgefäße wird ohne Entlastung (Leichterung) keine Möglichkeit bestehen, auf eines der bestehenden Wegenetzte überzugehen. Freiheit in jeder Dimension und ihrer Gestaltung bleibt demnach nur noch dem jüngsten Verkehrsmittel, der Transportleitung (Pipeline).

Nicht nur die Konkurrenz, auch die Massen, die zu bewegen sind, zwingen zur wirtschaftlichen Lösung, nicht nur um die gestellte Transportaufgabe zu erfüllen, sondern auch um zu überleben. Hierfür bestehen nur noch innerhalb des „Lichten Raumes" der Wege und ihrer Tragfähigkeit die Möglichkeit; nämlich die Gefäße so zu entwickeln, eventuell auch nur für ausgewählte Ladungen, daß sie mehr Masse aufnehmen können. Auch ist die Umlaufgeschwindigkeit der Gefäße und das Aufziehen einer neuen Organisation für den Betriebsablauf zu erproben.

Binnenschiffahrt: Beim Einsatz von Schubschiffen im Verband wird mit geringerer Besatzung von einem Zugmittel mehr Masse bewegt als mit konventionellen Schiffen. Die Symmetrie der Schubverbände ist nur innerhalb der jeweiligen „Klasse der Wasserstraße", also nicht nach ihrer eigenen Wirtschaftlichkeit, möglich. Für den Einsatz der Lash, Seabee und Bacat ist gleiches zu sagen. Die Steigerung der Reisegeschwindigkeit, auf den bestehenden Kanälen 6 km/h, ist nur in Ausnahmefällen auf ausgewählten Strecken möglich.

Eisenbahn: Vor 1945 lag die maximale Transportleistung in den beiden Fahrtrichtungen: Ost-West. Nach dieser Zeit wurde die Nord-Süd-Richtung die bedeutendere. Bei gestiegener Siedlungsdichte stieg der Im-/Export in Deutschland über die Seehäfen. Die Seehafenbahnhöfe wurden auf dieses Volumen ausgebaut. Künftig wird die Ost-West-Richtung nach Wirken der EG wieder an Bedeutung gewinnen. Der Einsatz der Container, ob im Binnen- oder Seeverkehr, hat die Betriebstechnik des Verkehrsablaufes beeinflußt. Der Transport zu jedem Ort, der an oder nahe der Eisenbahnstrecke einen Bahnhof hatte, wurde aufgegeben und nur noch zentral gelegene Bahnhöfe zu Knotenpunkten entwickelt. Der nächste Schritt wird sein, den Verkehr in diesem Streckennetz, Knotenpunkte mit Ablaufbergen inbegriffen, elektronisch zu steuern.

Straßen: So die Versuche der Eisenbahn erfolgreich abgeschlossen werden, wird der Güterverkehr auf der Straße im Nah- und Mittelbereich dichter werden. Der LKW wird die Fläche

bedienen, deren verkehrlicher Mittelpunkt der Knotenpunkt des Eisenbahnnetzes sein wird. Der Seehafen selbst ist in diesem Fall Ausgangspunkt; Ursprung und Knotenpunkt für die Umgebung.

Transportleitungen: Mit fortschreitender Technik und Sammeln von Erfahrungen wird dieses System an Bedeutung gewinnen. In der Gegenwart wird sie weltweit vornehmlich für den Transport von Rohöl und Gas benutzt. In der Zukunft wird der Transport weiterer Stoffe, auch fester Stoffe, häufiger werden. Die Wirtschaftlichkeit dieses Systems wird sich steigern, wenn die Pumpen mit Atommüll angetrieben werden. Der Transport auf Leitungen macht bei den konventionellen Verkehrsmitteln Kapazität frei für den steigenden Gütertransport. Auch ist die Transportleitung nicht nicht nur Verkehrsmittel/Weg, sie ist auch ein, je nach Länge, beachtlicher Lagerraum.

2.4. Die seefeste Verpackung

Die „seefeste Verpackung" ist in eine Gliederung, Ordnung oder Systematik schwer einzuordnen. Ihr Gewicht erreicht die maximale Tragfähigkeit der im Hafen stationierten Schwimmkräne oder der bordeigenen Hebemittel (Geschirre). Das ist eine Entwicklung, die der Containerisierung entgegenläuft und bisher in der Fachliteratur wenig beachtet wurde. Landfest verpackte Güter (zweidimensional gegen Bewegung gesichert) kommen zum Seehafen/Seehafennähe und werden dort, wenn als Decksladung gefahren, gegen Feuchtigkeit und seefest (dreidimensional gegen Bewegung gesichert) verpackt. Sie werden häufig wegen ihrer Sperrigkeit vom Ort der Verpackung mit Hafenschuten vom/zum Seeschiff gebracht. Seltener sind Sonderfahrten auf dem Land, dann aber vornehmlich auf der Straße. Man vergleiche diese Erscheinung mit dem Containergeschäft. An Stelle des Packing Centers tritt hier die Halle für die Verpackung der Güter und zusätzlich die Halle für Vorrichtung der Verpackung.

3. Darstellung an Beispielen

Diese allgemeinen Ausführungen werden nunmehr durch ausgewählte Beispiele belegt. Dabei wird Wert darauf gelegt, die Entwicklung je an einem Hafen vorzuführen, da hier die wirtschaftlichen Voraussetzungen, geologische Verhältnisse, Historie des Arbeitseinsatzes und kaufmännische Entwicklung gleichen Lauf genommen haben.

3.1. Der koventionelle Stückgutumschlag

Die Entwicklung solcher Anlagen wird an einem Beispiel aus dem Seehafen Bremen erläutert. Die Wahl eines Hafens hat den Vorteil, daß der Entwicklung gleiche Voraussetzungen zugrunde liegen, z. B. die Zusammensetzung der Güter und Art ihrer Verpackung.

Im Gegensatz zur Schüttgut- und Ölfahrt ist der konventionelle Stückgutfrachter in seinen Abmessungen nur unwesentlich gewachsen. Beim Bau des Kajeschuppens [17] im Jahre 1928/29 auf der „grünen Wiese" wurde der Bemessung das 8000-BRT-Schiff zugrunde gelegt — Loa = 140 m; Boa = 17 m, T = 8 m. Beim Neubau des Schuppens [22] im Jahr 1964, gleichfalls auf der „grünen Wiese" errichtet, war es das 9750-BRT-Schiff — Loa = 150 m, Boa = 21 m, T = 9,3 m. Infolgedessen blieben die Schuppenlängen mit [17] 360 m und [22] 325 m angenähert gleich. Die Minderung der überbauten Länge geht zugunsten der Freifläche zwischen den Schuppen. So sind die Längen der gesamten Umschlagsanlagen [17] 450 m und [22] 500 m. Ähnlich ist es mit den Breiten (senkrecht zur Kaje gemessen) [17] 60 m und [22] 70 m. Der Schuppen [17] wurde 1969 auf gleichem Grundriß durch einen Neubau ersetzt. Die ursprünglich lichte Höhe [17] 3,65 m wurde [17 neu] und [22] = 7,20 m.

Die Umstellung auf mechanische Flurfördergeräte hatte bauliche Folgen. Die Rampen in Höhe der Oberkante der Böden der Eisenbahnwagen entfielen. Sie wurden durch Plattformen, deren

Oberkante gleich der Oberkante der Schienen ist, ersetzt. Nunmehr liegt die Plattform und der Fußboden des Schuppens auf gleicher Höhe.

Der Fahrtechnik und den äußeren Abmessungen der mechanischen Flurfördergeräte wurden die Abmessungen und die Achsabstände der Tore angepaßt:

[17 alt] hatte wasserseitig die lichte Torhöhe 3,0 m. Ausgerüstet mit Schiebetoren konnte die gesamte Wasserfront zu 50 % geöffnet werden.

[17 neu] und [22] haben nunmehr die lichte Torhöhe von 4,5 m und die lichte Breite von 6,0 m. Die Tore liegen in der Mitte der Binderfelder der tragenden Konstruktion. Sie haben einen Achsabstand von 19,5 m.

Die gewonnene Wandlänge steht dem Aufstellen der Güter zur Verfügung. Auch die geringeren Kosten für die laufende Unterhaltung der Tore ist ein Erfolg.

Nachdem auch die Beteiligung der landseitigen Verkehrsmittel an der Güterbewegung sich wesentlich geändert hat, wurden die gemeinsamen Lade- und Löschplätze für Eisenbahn und LKW neu gegeliedert. Es sei angeführt:

1928 i. M. Ex- und Import
Binnenschiff 18 %, Eisenbahn 78 %, LKW 2 %, unbekannt 2 %

1969 i. M. Export
Binnenschiff 2 %, Eisenbahn 72 %, LKW 22 %, unbekannt 4 %
i. M. Import
Binnenschiff 9 %, Eisenbahn 43 %, LKW 41 %, unbekannt 7 %

Die Plattformen, vor allem die der Wasserseite, wurden dem LKW mehr denn früher geöffnet. Wetterfest verpackte Güter, für deren Umsetzen Kranhilfe nötig ist, werden nunmehr auch dort aufgestellt. Durch die Herausnahme der wetterfest verpackten Güter ist die Breite der Schuppen [17 neu] und [22] zu erklären. [17 alt] hatte eine 19,15 m breite Kajefläche, darin inbegriffen vier eingepflasterte Gleise. [17 neu] hat nur noch drei eingepflasterte Gleise bei 27 m Breite. [22] hat drei eingepflasterte Gleise bei 38 m Breite.

Die landseitige Rampe ging in eine ebenerdige Plattform über. Sie wurde nicht technisiert. Soweit zum Umsetzen der Lasten Kranhilfe nötig wird, werden EB und LKW an die Wasserseite verwiesen.

Die Gleislänge der Unterguppen des Seehafenbahnhofs ist in der ursprünglichen Länge ungefähr gleichgeblieben. Jedoch wurden die Handstellwerke durch elektrische Stellwerke ersetzt und die Bahnhofsgruppen mit Mitteln der Nachrichtenübertragung intern wesentlich erweitert.

Die Länge der hafeninternen Straßen entspricht der der Vergangenheit. Parkspuren und Ladeflächen wurden der Verkehrsdichte angepaßt. Zur Entlastung der Lade/Löschplätze an den Verkehrsanstalten wurden zusätzlich Parkplätze eingerichtet. Sie dienen nicht nur dem Parken, sondern auch dem Aufstellen des LKW vor und nach Durchführung des Lade- und Löschgeschäftes.

Nach Inbetriebnahme der Vogelfluglinie (Eisenbahnverbindung Skandinavien/Deutschland) wechselten zahlreiche Güter, u. a. Holz, vom Schiff zur Eisenbahn. Es war möglich geworden, vom Ort der Gewinnung ohne gebrochenen Verkehr zum Verbraucher im Binnenland direkt zu verfrachten, bei Umgehung des Seehafens. Auf den im Seehafen nunmehr freigewordenen Grundstücken des Holzhandels siedelten vornehmlich Betriebe für „seefeste Verpackung" an. Diese Betriebsart wird landseitig über die Schienen versorgt. Ihr steht nunmehr die Gleiskapazität zur Verfügung, die nach Fortfall des Holzverkehrs frei wurde.

3.2. *Der Umschlag von Containern an Spezialanlagen*

Als Beispiel wird die Verkehrsanstalt, der „Container-Terminal Bremerhaven" gebracht, eine Anlage mit einer Kajefront von 1000 m am offenen Strom und 1156 m hinter der Nordschleuse. Die Kaje am Strom hat eine Sohllage von -12 m KN und kann künftig auf -14 m KN gebracht werden. Die Nordschleuse mit der Drempelhöhe -11 m KN limitiert die Zufahrt. Die lichte Durchfahrtsbreite der Schleuse ist 41 m. Der Tiefgang der Schiffe, die bei Hochwasser (Tidehub 3,45 m) durchgenommen werden können, beträgt 12,5 m (Frischwasser).

Die kurze Lade- und Löschzeit der Seeschiffe wird durch aufwendigen Service auf der Landseite, dargeboten durch Flächen und Einsatz von Hebe- und Fördermitteln, erreicht. Von den Kranbauanstalten werden serienmäßig hergestellte Containerbrücken angeboten. Sie sind geeignet zum Einsatz am Schiff und für die Beladung der landseitigen Fördermittel. Die in Bremerhaven aufgestellten Brücken tragen einschließlich Spreader 54 t. Sie greifen 34,65 m über die wasserseitige Kante der vorgelegten Fender; ihre Spurweite ist 15,24 m, und sie greifen 22 m über die landseitigen Kranschiene. Zum terminalinternen Versetzen der Container, z. B. auf Chassis, werden Rangiergeräte, Stapler (1,0 – 13,5 t) und Portalstapler (30 t) — sie stapeln 2 Einheiten hoch — eingesetzt. Der Terminal hat 80 ha Grundfläche, inbegriffen 68 ha Aufstellfläche für Container. Einige Standplätze sind ausgerüstet für das Abstellen thermischer Container. So ist die durchgehende Kühlkette gesichert.

1974/75 wurden ein- und ausgehend am Terminal Bremerhaven 140000 Stück 40′ und 80000 Stück 20′ Container geladen und leer über die Kaje bewegt. Bei Stapelung 2-hoch werden 40 m² für den Doppelcontainer einschließlich der Verkehrswege u. ä. benötigt. (In Bremen Stadt ermittelt).

Das An- und Ablaufverfahren der Container sowie deren Aufenthalt wird mit Hilfe von Computern gesteuert und gesichert. Im allgemeinen werden festgehalten: Norm des Containers, das Gewicht, der Eigentümer, der Versender, der Empfänger und das Verkehrsmittel, das den Container befördert hat oder wird, wie Schiff, Eisenbahn, LKW.

Von den über die Kajen im Seehafen genommenen Containern sind z. B. in Bremen Stadt 20 % Haus/Haus-Container und 80 % LCL-Container (less-car-load, load = Stückgutsendung). Der Inhalt der LCL-Container wird in einer wettergeschützten Halle aufgelöst und nach Bestimmungsort (Seeschiff bzw. landseitigen, kontinentalen Knotenpunkten) gepackt.

So es nach der Zollgesetzgebung möglich ist, können für die Landseite Güter des Zollgebietes beigeladen werden.

Das LCL-Packing Center Bremen hat eine 20 000 m²-Halle und vorgelegt 12 000 m² Freifläche. Das Packing-Center liegt im Einzugsbereich der Kaje. Es besitzt Straßen- und Gleisanschluß. Es wurde ein Modellfall errechnet, für einen 40′-Container und dessen Verteilung auf neun 40′-Container werden einschließlich der Verkehrsflächen 600 m² – bei 20′-Containern 400 m² – benötigt.

Landseitig sind die Verkehrsteilnehmer am Terminal Bremerhaven, die Prozente stimmen auch für den Terminal Bremen-Stadt.

i. M. ein- u. ausgehend beteiligt:		
	Binnenschiff	0 %
	Eisenbahn	40 %
	Straße	60 %
	unbekannt	0 %
	Gesamt	100 %

Innerhalb des Hafenreviers, nicht im Einzugsbereich der Kaje, sind Abstellflächen für die hafeninternen Chassis, das sind keine öffentlichen Parkplätze, eingerichtet. Die Chassis sind getypt und werden Mann/Mann aufgestellt. Solche Chassis entsprechen in ihrer Aufgabe den Flats im Ro-Ro-Verkehr.

Die Eisenbahn betreut im Linienverkehr vom Terminal in geschlossenen Zügen rund 50 Knotenpunkte im europäischen Einzugsgebiet des Seehafens Bremen. Die Züge werden auf den Gleisen des Terminals streckenfertig gebildet. Bei dieser Organisation sind die Ein- und Ausfahrtsgruppen, Richtungsgruppen, Bezirksbahnhof und Vorstellgruppe eine Betriebseinheit. Das sind betriebliche und wirtschaftliche Vorteile, sie schlagen sich in den Investitionen nieder.

Die Anwendung des Systems einer gesteuerten Rangiertechnik vom Seehafen zum Knotenpunkt und umgekehrt wird im Großversuch erprobt. Die Versuche sind noch nicht abgeschlossen.

Obwohl logisch aufgebaut, ist noch nicht zu erkennen, ob die zahlreichen Störfunktionen, hervorgerufen durch Wetter und Unpünktlichkeiten beim Zusammentreffen von vier Verkehrsteilnehmern, einen Erfolg erwarten lassen.

Die Container-Terminals Bremen und Bremerhaven sind kurz, unter Umgehung des Stadtkerns, an das EG-Autobahnnetz angeschlossen.

Der Weg über die Binnenschiffskanäle, die Mitteleuropa erschließen, wird für den Containertransport, der meteorologisch und jahreszeitlich unabhängig sein muß, von den Nordseehäfen weniger genutzt.

3.3. *Der Liegeplatz für Leichterträger und Ablegen der Leichter nach dem System: Lash, Seabee, Bacat*

In Bremen Stadt und Bremerhaven wurden 1975 Liegeplätze für diese Transportgattung eingerichtet. Der ursprünglich erwartete Einsatz von Bacat erfüllte nicht die gesetzte Hoffnung.

Landseitig bestehen für den Lauf der Ladung zwei Wege: Liegeplatz des Leichterträgers — Aussetzen der Leichter — verschwimmen zum Empfänger/Versender.

Vom Seehafen aus beurteilt ist es unwichtig, welche Systeme, ob Lash, Seabee oder Bacat, landen. Die Tauchtiefe dieser Leichter ist geringer als die der Kümos, sie liegt sogar näher der der Binnenschiffe. An dieser Stelle der Berichterstattung sei kritisch vermerkt, daß die europäischen Wasserstraßen in ihren technischen Abmessungen für diesen Verkehr nicht die günstigste Zusammenstellung zulassen. Nachträglich kann man mit Bedauern feststellen, daß dieses Transportsystem besser vor der Entscheidung der ECE im Verkehr erschienen wäre, bzw. nachträglich den Gegebenheiten angepaßt worden wäre.

Der Betriebsablauf für Aufnehmen und Absetzen ist:
Ankunft des Leichterträgers
Absetzen der Leichter in die Wasserfläche
Verschleppen der Leichter zur:
- Umschlagsanlage
- Warteplatz bis Umschlagsanlage frei wird
- Sammelplatz für Zusammenstellen der Schleppzüge zur Fahrt auf den Kanälen

Für das Umsetzen der Leichter werden Hafenschlepper mit 1000 – 2000 PS eingesetzt. Die Ladung der Leichter wird vor Kajen mit geringem Wasserstand gelöscht/geladen. Es ist eine Möglichkeit, Hafenbecken mit geringem Wasserstand und Krane mit kurzer Ausladung zu nutzen. Soweit die Ladung auf LKW oder Eisenbahn in/vom Binnenland gebracht wird, fließt sie in den koventionellen Stückgutverkehr ein.

Bei erfolgreichem Einsatz von Leichterträgern ist der Bau von Vorhäfen und Off-Shore-Häfen weniger gefordert. Man kann dieses System, vornehmlich Bacat, als schwimmende Häfen ansprechen.

3.4. *Der Umschlag von Gütern nach der Technik Roll on – Roll of (Ro-Ro) sowie Fährverkehre*

Von den zahlreichen Grundrissen für Liegeplätze wird nur der besprochen, der zu dem des Stückgutschiffes wesentliche Unterschiede zeigt. Es ist der Grundriß, auf dem das Schiff mit seiner Längsachse unter einem Winkel zur Uferlinie liegt. Das Laden und Löschen geschieht über

Heck- und Bugpforte (ohne Förderhilfe). Die Güter, die die Ladung bilden, rollen auf eigenem Unterbau oder sind auf einem solchen vor dem Umschlag aufgebracht worden. Auf Breite des Liegeplatzes des Schiffes, entspricht der Breite des Schiffes, laufen Schienenstränge, Rollwege und Karrwege ststrahlenförmig auf die Pforten zu. Für diese Betrachtung sind getrennt zu besprechen:

Ro-Ro-Verkehr (Fährverkehr) ohne Eisenbahnwagen

Der landseitige Verkehr läuft an/ab wie beim allgemeinen Stückgut, nachdem in dieser Verkehrsart Paletten, Boxen, Flats u. a. eingesetzt wurden. Der Hafengrundriß ist zeitgebunden entwickelt, wenn Liegeplätze der koventionellen Stückgutfahrt und des Ro-Ro-Verkehrs gemischt liegen. Es gibt eine Ausnahme, nämlich, wenn auf eine gestreckte Kajelänge verzichtet wird. Ein solch gestalteter Grundriß wird „Sägeordnung" genannt. Vor Entscheid, diesen Grundriß zu wählen, ist futuristisch zu sichten, ob die Länge der eingesetzten RoRo-Schiffe, deren Breite, sowie überhaupt in ihr zeitliches Aufkommen für zwei bis drei Generationen gesichert ist. Hafenbauten haben eine Lebensdauer von mehr als drei Generationen, aber nur eine Verkehrstüchtigkeit von gut zwei Generationen.

Die Zahl der Parkplätze für LKW und PKW sind abzustimmen auf die Aufnahmefertigkeit der Fähre und dem Bedarf an Parkplätzen für solche PKW und LKW, die nach Verlassen der Fähre nicht gleich auf Fernfahrt gehen. Bei Erwerb der Grundfläche ist nicht vom gegenwärtigen Bedarf, sondern vom Endausbau auszugehen. Auf der Fläche sind die Fahrstreifen bzw. die Aufstell-/Parkplatz-Flächen kenntlich zu machen. Der Abruf der Fahrzeuge erfolgt optisch und/oder akustisch.

Ro-Ro-Verkehr (Fährverkehr) mit Eisenbahnwagen

Bedingt durch die großflächigen Trassierungselemente des Schienenweges greift diese Verkehrsanstalt tiefer in das Hinterland des Hafengrundrisses ein. Im Falle mehrerer Liegestellen sollte ein selbständiges Hafenrevier entwickelt werden. Bei nur einer Liegestelle sollte diese am Rande des Reviers liegen, nicht innerhalb desselben. Sehr gut gegliederte Liegestellen sind die Absprunghäfen Puttgarden im Zuge der Vogelfluglinie (Deutschland – Skandinavien) und Lübeck – Travemünde.

Die Größe der belegten Wasser- und Landfläche wird mitbestimmt durch den Unterschied des Wasserstandes, erzeugt durch Windflut oder Gezeitenfluß. Je größer dieser Unterschied ist, desto länger wird die Entwicklung des festen und beweglichen Verbindungselementes: vom Land zum Seeschiff.

Ähnlich dem System des Bahnhofes des Conatinerhafens/Revier ist das des Fährhafens. Auch hier besteht der Bahnhof nur aus einer Gruppe. In ihm stehen die fährgehenden/kommenden Züge streckenfertig. Der Planung ist die Fläche für den Endausbau des Bahnhofes zugrunde zu legen. Dem Bahnhof des Fährhafens sind Personenbahnsteige angegliedert für den Fall, daß Passagiere die Reisewagen, nicht Schlafwagen, vor der Überfahrt verlassen. Die Investitionen für die Fährhäfen sind geringer, da die Passagiere schon während der An/Abfahrt im fahrenden Zug oder auf dem Fährschiff zolltechnisch abgefertigt werden. Zollhallen sind nicht erforderlich.

Die Zufahrt/Abfahrt zu dem Fährhafen, ob über Schiene oder Straße, schließt direkt an die Fernstrecke an. Das ist eine beachtliche Entlastung des Seehafenbahnhofes bzw. der Hafenstadt und für den städtischen Straßengrundriß.

3.5. *Der Umschlag von Gütern nach der Technik: Truck to Truck*

Bei diesem System werden die Güter von/zum Seeschiff durch seitliche Pforten des Seeschiffes gegeben. Das Seeschiff liegt mit seiner Längsachse parallel zur Uferlinie. In Häfen mit geringer Wasserspiegelschwankung, bei Berücksichtigung des Eintauchens/Aufschwimmens des See-

schiffes während des Ladens/Löschens kann mit Gabelstaplern in/aus den Schiffdecks die Ladung gegeben/genommen werden. Bei einer Wasserspiegelschwankung in der Größenordnung von mehr als ca. 3 m, von der Hubhöhe des Gabelstaplers und dem jeweiligen Hafenwasserstand bestimmt, werden Schiffe mit internen Fahrstühlen zur Förderung der Güter nach Eingabe und Herausgabe eingesetzt. Landseitig gleicht die Umschlagsanlage der des modernen Stückgutschuppens.

Der Wert dieser Technik liegt darin, daß auf die Kajekrane verzichtet wird und somit die Förderkette ein Glied weniger hat, sofern keine schiffsinternen Fahrstühle eingesetzt werden.

3.6. *Technischer Vergleich zu 3.1. bis 3.5.*

Ein Lash- bzw. Seabee-Schiff ersetzt*) 4,2 bis 5,4 Containerschiffe oder 6,5 US-Typen-Frachter. Es genügt hier, die Größenordnung zu werten. Die kurze Liegezeit der Trägerschiffe, aber auch Containerschiffe u. a., für Laden und Löschen trägt zu diesem günstigen Ergebnis wesentlich bei; darüber hinaus aber auch das Anlaufen nur weniger Häfen. Von diesen Häfen werden die Barges und Container auf Häfen geringeren Güteraufkommens verteilt. Die kurze Liegezeit im Hafen wird erreicht durch den Einsatz hochentwickelter Hebe- und Flurförderzeuge sowie größerer Betriebsflächen für Aufstellung der Ladung einschließlich ihrer Verpackung, das sind Land-, aber auch Wasserflächen. Bis zur Ankunft/Abgang beim Empfänger/Versender sind wiederholtes Anfassen der Güter und zusätzliche hafeninterne Wege in Kauf zu nehmen. Es wurde der Versuch unternommen, Erfahrungen an bestehenden Umschlagsanlagen und aus Modellrechnungen tabellarisch zusammenzufassen. Der Versuch mißlang. Erschwerend ist, daß fast jeder Seehafen, historisch gewachsen, ein ihm eigenes System der Güterbehandlung und Güterbewegung übt.

Die nunmehr größeren Flächen der Umschlagsanlagen bewirken, daß die landseitigen Wege länger werden, wie z. B. die Verbindungskanäle zwischen den Hafenbecken, die Hafenrandstraße sowie alle Verbindungsgleise zwischen den Bezirksbahnhöfen. Das bringt nicht nur höhere Investitionen, sondern auch größere Kosten für die laufende Unterhaltung.

3.7 *Importanlagen für den Umschlag schüttgeeigneter Güter*

3.7.1 Allgemeines

Zum schnelleren Löschen der Schiffe wurde die Leistung der Förder- und Hebegeräte gesteigert, auch der Bandförderer. Der hohe Stand der Technik ermöglichte es, daß die Lagerei- und Produktionsstätten weit ab vom Schiffsliegeplatz eingerichtet werden können. In der alluvialen Landschaft ist es häufig auch wirtschaftlicher, in größerem Abstand vom Ufer Bauwerke zu gründen, da dort die Geologie für das Bauen günstiger sein kann. Bei einem solchen Grundriß sind die Einsparungen für die Gründung dem Mehraufwand für Einrichtung und Betrieb der Fördermittel gegenüberzustellen. Ist ein Umschlaggeschäft Import/Export nur auf wenige Monate des Jahres beschränkt, besteht für den soeben genannten Grundriß die Möglichkeit, zwischen Liegeplatz und Lagerei-/Produktionsstätte einen weiteren Umschlagsbetrieb einzurichten, dessen Geschäft auch saisonal abhängig ist. Die Bandfördertechnik bietet weiterhin auch die Möglichkeit, nicht zusammenhängende Flächen für eine Umschlagsanlage zusammenzuschließen, wie z. B. Weserport, Bremerhaven.

3.7.2 Erzumschlagsanlagen

Für Produktionsstätten, die große Mengen veredeln und im Binnenland tariflich günstig zum Seehafen liegen, ist es günstig, die Basisstoffe, wie Erz, Kohle, Salze, im Seehafen zu lagern. In einem solchen Fall werden die Basisstoffe vom Hafec ohne Zwischenlagerung direkt zur Veredelung gebracht. Der Betrieb hält am Ort der Produktion eine geringe Reserve für den Fall

*) N. Gallien, Hansa 1974/Mai, Sondernummer
R. Lutz: Einfluß von Schiff und Ladung auf den Seehafengrundriß Hansa 1970/17

kurzfristiger Störung vor. Im allgemeinen ist die Grundfläche der Lagereien im Seehafen wesentlich größer als um die Jahrhundertwende. Nicht nur die Menge des Basisstoffes ist größer geworden, sondern auch die Anzahl der angelieferten Stoffe in ihrer chemischen Zusammensetzung sowie die Stückgröße. Hierzu folgender Vergleich aus Bremen:

Lagerplatz der öffentlichen Massengut-Umschlagsanlage, Bremen, im Jahre 1924: 70 000 m²

Weserport, Bremerhaven, im Jahre 1964: 200 000 m²

Der Bahnhof solcher Importanlagen besteht nur aus den Gruppen: Einfahrt — Ausfahrt — und Abstellen schadhafter Wagen, ähnlich der Gliederung des Bahnhofs für Containeranlagen.

Wird das Hinterland mit Binnenschiffen bedient, sind Liegeplätze fürs Warten nicht zu weit von der Ladestelle und zum Vorbereiten des Ladens und für die Fahrt einzurichten. Der LKW nimmt an diesem Verkehr nicht teil.

3.7.3 Getreideumschlagsanlage

Auf der „grünen Wiese" wurde 1913/19 in Bremen eine Importanlage für Futtergetreide errichtet. Das Importschiff hatte 5000 BRT, war 100 – 130 m lang und tauchte bis 7,30 m ein. Die Silokapazi ät betrug 23 000 t, der Jahresumschlag rund 475 000 t. Bei zwei Liegeplätzen mit je vier Hebern war die Leistung seeseitig 280 t/h je Saugheber aus dem Vollen.

Landseitig wurde befördert:

Binnenschiff	33 %
Eisenbahn	61 %
Landfahrzeuge	6 %
	100 %, davon gingen 18 % über Lager.

Diese Getreideanlage wurde bei gleichem Geschäft 1931 auf 76 000 t Lagerkapazität erweitert.

1973/74 erfolgte eine Anpassung der Anlage an den Verkehr sowie an die strengen Forderungen des Umweltschutzes. Das Geschäft blieb das gleiche.

Nach Verlängerung der Schiffsliegeplätze können Seeschiffe mit 220 m Länge anlegen. Die Sohle der Liegeplätze liegt auf −11,70 m KN. Die Lagerkapazität (Silo und Flachspeicher) beträgt 150 000 t, der Jahresumschlag 1974 war 903 000 t.

Landseitig wurde befördert auf:

Binnenschiff und Seeschiff (Transit)	41,6 %
Eisenbahn	10,1 %
Lastkraftwagen	48,3 %
	100 %

Für den Umschlag bestehen folgende Kombinationen:

Seeschiff/Binnenschiff	Speicher/Eisenbahn
Seeschiff/Kümo	Speicher/LKW
Seeschiff/Speicher	Speicher/Kümo
	Speicher/Binnenschiff

Die Umschlagstelle für LKW und Eisenbahnwagen arbeitet staubfrei. LKW und Eisenbahn werden von ihrem Heimatstandort bzw. Waggonverteiler der Bundesbahn nach einem Meldesystem abberufen und können sich so ohne das übliche Maß überschreitende Wartezeiten zum Laden und Löschen aufstellen.

Diese Importanlage versorgt vornehmlich Einzelabnehmer, die bis zu 250 km Entfernung siedeln. Die Beteiligung der Eisenbahn an der Güterbewegung ging beachtlich zurück. Die

Schienenstränge innerhalb der Anlage wurden teilweise ausgebaut. Die freigewordenen Flächen wurden vornehmlich für den LKW zur Verfügung gestellt. Der Binnenschiffsverkehr hat den Anteil an der Ladungsbewegung beibehalten.

Ähnlich wie bei den Umschlagsanlagen für Stückgut, ist vor der Füllanlage ein Parkplatz. Dort stehen die LKW, die sich auf das Laden vorbereiten oder nach dem Laden auf die Fernfahrt. Durch diese Einrichtung kann die Schüttstelle/Ladestelle häufiger genutzt werden.

3.8 *Umschlag pumpgeeigneter Güter*

Der Umschlag mit Pumpen stellt kontinuierliches Laden und Löschen sicher. In Abwägung der Wirtschaftlichkeit der Fahrt mit größten Schiffen und mit kürzester Liegezeit zum Laden und Löschen ist der Trend, Liegeplätze seewärts dem Schiff entgegenzubauen, festzustellen. Hierbei ist die Wirtschaftlichkeit des Neubaues eines Liegeplatzes seewärts den Kosten des Ausbaues und der laufenden Unterhaltung des Seeschiff-Wasserweges — eventuell einschließlich eines Unterwasserkanals vor der Küste — gegenüberzustellen. Das Hamburger Off-Shore-Projekt Scharhörn baut auf solchen Gedanken auf. Kritisch wird die Verwirklichung eines solchen Projektes, wenn die Pipeline-Verbindung von einem solchen Vorhafen zu der Verarbeitungsstätte eine Länge erreicht, die einen bestehenden Tiefwasserhafen mit gleichem, bereits bestehendem Umschlag näherrücken läßt, z. B. die geplante Ölleitung Wilhelmshaven – Hamburg. Sie ersetzt den Bau eines Ölhafenreviers im Projekt Scharhörn. Trotz dieses Planungsausfalles ist das Scharhörn-Projekt nicht überholt. Mit Blick auf die Vergangenheit soll man für die Zukunft erkennen, daß auf dem Weltmarkt immer wieder Ladungen angeboten werden, die in bestehenden Hafenanlagen weder geladen noch gelöscht werden können.

4. Schlußbetrachtung

Der Seehafen wird vom Seeschiff geprägt. Die Abmessungen des Seeschiffes sind weder staatlich noch überstaatlich genormt. Sie werden vom Reeder nach dessen wirtschaftlichen Erkenntnissen — das sind u. a. die Möglichkeiten für den Einsatz in einem oder mehreren Fahrtgebieten, für die Investition und die Betriebskosten — bestimmt. Je länger der Seeweg ist, desto größer kann die Tragfähigkeit des Seeschiffes ausgelegt werden. Die Liegezeit für Laden und Löschen steht in einem wirtschaftlichen, zeitlichen Verhältnis zur Seereise. Das Ende der Entwicklung bzw. die Abstimmung „Schiff und Hafen" ist nicht zu erkennen. Sind Schiff- und Umschlagsanlage nicht in der Hand eines Eigentümers und stehen die Reeder und die Häfen im Konkurrenzkampf, wird das Schiff weiterhin die Entwicklung bestimmen.

Der Seehafen ist ein Glied in der weltweit gespannten Transportkette. Der Seehafen hat keinen Einfluß auf Produktion und Konsum. Ein Seehafen wird nur bestehen, wenn er schnell, zuverlässig, wirtschaftlich und konkurrenzfähig umschlägt. Das kann u. a. erreicht werden, wenn z. B. die Flächen im Hafen zur Minderung der Liegezeit des Seeschiffes vergrößert, die Fördertechnik mit Zusatzgeräten laufend der äußeren Verpackung der Güter angepaßt und die binnenseitigen Wege je nach ihrer Beteiligung an der landseitigen Güterbewegung ergänzt werden, einschließlich der Aufstellplätze.

Die wachsenden Schiffsgrößen und die neuen Techniken in der Schiffahrt erfordern Aufwendungen für den Ausbau der Seehäfen und deren Zufahrten, die ständig, z. T. sprunghaft, ansteigen. Ohne Investitionen besteht die Gefahr von Verkehrsverlusten. Diesen stehen Rationalisierungsvorteile für die Reeder und Verlader gegenüber. Zur Zeit sind internationale Vereinbarungen über die Festlegung von Schiffsabmessungen mit dem Ziel der Begrenzung der Hafeninvestitionen in überschaubarem Zeitraum noch nicht möglich. Wenn der Trend zu größeren Schiffen anhält, wird es notwendig werden, diese Problematik international ernstlich zu erörtern.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 4

Kriterien für den wirtschaftlichen Entwurf von Fenderanlagen

Berichterstatter: Dipl.-Ing. Bruno Wirsbitzki, Geschäftsführender Gesellschafter in Prof. Dr. Lackner & Partner, Beratende Ingenieure, Bremen

Zusammenfassung:

Der Beitrag stellt zunächst die wesentlichen Faktoren heraus, die den Entwurf und die Kosten von elastischen Fenderanlagen bestimmen. In diesem Zusammenhang werden Wege aufgezeigt, um zu einer besseren Darstellung, Auswertung und Beurteilung der Ergebnisse von Messungen über die Anlegegeschwindigkeit von Schiffen zu gelangen. Das dabei angewandte Verfahren ist zwar nicht neu, sollte jedoch breiteren Eingang in die Praxis finden.

Es wird die Methode für eine Wirtschaftlichkeitsberechnung vorgeschlagen und entwickelt, die unter Berücksichtigung der Investitionskosten und des Schadenrisikos eine technische und wirtschaftlich sinnvolle Wahl der Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit ermöglicht. Dabei werden Beispiele vorgeführt, um die Anwendung der Berechnungsmethode zu erläutern.

Die Einflüsse der Fendersteifigkeit auf die angestrebte kostengünstige Bemessung und Gestaltung von Fenderbauwerken werden mit besonderer Blickrichtung auf die elastischen Stahldalben behandelt. Dabei wird erkennbar, welche große Bedeutung dem maximal zulässigen Schiffsanlegedruck in diesem Zusammenhang zukommt.

In einem abschließenden Kapitel wird auf einige allgemeine Gesichtspunkte und Grundsätze eingegangen, die bei der Auswahl des Hafenstandorts, bei der Anordnung der Schiffsliegeplätze und bei der Festlegung des Vertäusystems beachtet werden sollten, damit bereits im Zuge der Generalplanung günstige Voraussetzungen für einen wirtschaftlichen Ausbau der Schiffsliegeplätze geschaffen werden.

1. Einleitung

Die Fenderanlagen zählen zu den wichtigsten Teilen eines Schiffsliegeplatzes. Allein von ihrer Kapazität und Funktionsfähigkeit kann es abhängen, ob bereits länger bestehende Hafenbauwerke im Rahmen der gebotenen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit weiter genutzt werden können oder ob sie, von der Entwicklung in der Schiffahrt überrollt, außer Betrieb gesetzt werden müssen. Beim Neubau von modernen Hafenanlagen für die Abfertigung von großen Massengutschiffen bilden sie einen Kostenfaktor, der mit den anwachsenden Schiffsgrößen an Bedeutung gewinnt und bei Fenderungen für VLCC und ULCC die Größenordnung von 15 bis 20 % der gesamten Investitionskosten des Liegeplatzes erreichen kann. Es darf daher nicht verwundern, wenn heute die wirtschaftlichen Gesichtspunkte immer weiter in den Vordergrund drängen und sich nicht nur der Ingenieur und der Hafenbetriebsmann, sondern in zunehmendem Maße auch der Finanzexperte und der Versicherungsfachmann für diese Anlagenteile zu interessieren beginnen.

Es ist die Absicht dieses Beitrags, die für die Baukosten von Fenderanlagen maßgebenden Faktoren darzustellen und gleichzeitig Möglichkeiten für eine wirtschaftlich vertretbare Bemessung solcher Bauwerke aufzuzeigen.

2. Allgemeine Grundlagen für den Entwurf von Fenderungen

Die wichtigsten Kriterien, die den Entwurf und die Kosten von Fenderanlagen bestimmen, sind:

a) das Arbeitsvermögen der Einzelfender
b) ihre statische und dynamische Kraftaufnahme
c) die Anzahl der Fender je Liegeplatz
d) ihr gegenseitiger Abstand, insbesondere derjenige der äußeren, falls mehr als zwei Fender vorhanden sind.

Die drei zuletzt genannten Kriterien müssen vor allem im Zusammenhang mit dem Vertäusystem des Liegeplatzes gesehen werden. Sie beeinflussen das Kostenbild zwar nicht unerheblich, treten aber in der Regel hinter der Bedeutung des Arbeitsvermögens zurück. Aus diesem Grunde soll im folgenden zunächst die Energieaufnahme des Einzelfenders behandelt werden:

Das erforderliche Arbeitsvermögen eines Fenders wird im allgemeinen nach dem bekannten Ansatz ermittelt:

$$A = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} \cdot v^2 \cdot C_M \cdot C_E \cdot C_P \qquad [1]$$

Dabei sind die Größen W durch das Verdrängungsgewicht des größten abzufertigenden Schiffes und g durch die Erdbeschleunigung (9.81 m/sec^2) vorgegeben. Es verbleiben somit die 4 Variablen v, C_M, C_E und C_p. Die letztere, die den auf den Fender entfallenden Anteil der kinetischen Anfahrenergie des Schiffes festlegt, wird von der Steifigkeit bzw. der Verformungsfähigkeit des Fenders einerseits und der der Schiffshaut andererseits bestimmt. Sie verringert sich mit zunehmender Schiffsgröße und wachsender Steifigkeit des Fenders und sollte üblicherweise gewählt werden mit:

$C_p = 1{,}00$ bei kleineren (harten) Schiffen und weichen Fendern

$C_p = 0{,}95$ bei großen (weichen) Schiffen mit tiefer Schwerpunktlage und relativ harten Fendern

$C_p = 0{,}90$ bei VLCC und ULCC.

Der Faktor C_E wird im wesentlichen durch die Geometrie der Fenderanlage und die subjektive Beurteilung der nautischen Verhältnisse durch den planenden Ingenieur beeinflußt. Wichtig ist in diesem Zusammenhang vor allem der gegenseitige Abstand der äußeren Fender eines Liegeplatzes. In guter Annäherung an die theoretischen Grundlagen gilt nach COSTA [1]:

$$C_E = \frac{0{,}04}{0{,}04 + \left(\frac{R}{L}\right)^2} \qquad [2]$$

Darin ist L die Schiffslänge zwischen den Loten und R der Abstand zwischen dem Massenschwerpunkt des Schiffes und dem beanspruchten Fender. Auch für C_E haben sich in der Praxis gewisse Regelwerte eingebürgert, die zwischen 0,50 und 0,60 liegen, sofern der gegenseitige Abstand der äußeren Fender das Maß von $e = 0{,}30 \cdot L$ nicht unterschreitet.

Sehr umstritten sind die Ansätze für den Faktor C_M, der den Einfluß der sogenannten hydrodynamischen Masse erfassen soll. Da aber in diesem Zusammenhang zumindest in Deutschland in den letzten Jahren keine neuen wissenschaftlichen Erkenntnisse bekanntgegeben worden sind, sei lediglich auf die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" [2] der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. hingewiesen, die in E 129 folgende Ansätze empfehlen:

$C_M = 1{,}30$ bis $1{,}40$ für Schiffe mit größerer Kielfreiheit nach SAURIN [3]

oder

$C_M = 1 + \frac{2 \cdot D}{B}$ allgemein nach COSTA [1]

Hierin sind D der Tiefgang und B die Breite des für den Entwurf des Fenders maßgebenden Schiffes.

Man mag über die Größe der einzelnen variablen Faktoren streiten. Indessen ist aber für das Arbeitsvermögen eines Fenders lediglich ihr Gesamtprodukt von Bedeutung, das trotz unterschiedlicher Wahl bei den Einzelfaktoren in aller Regel zu gleichen oder zumindest ähnlichen Ergebnissen führt.

Das für die Festlegung der Energieaufnahme eines Fenders noch verbleibende Kriterium ist die Anfahrgeschwindigkeit v, die dadurch an Gewicht gewinnt, daß jede Fehleinschätzung sich mit dem Quadrat ihrer Größe nachteilig auswirkt. Nachteilig insofern, weil ein zu kleiner Ansatz für v zu erheblichen direkten und indirekten Schäden führen kann und ein zu großer die Investitionskosten der Hafenanlage unnötig in die Höhe treibt. Bereits dieser Hinweis zeigt die enge Beziehung und die Spielräume auf, die beim Entwurf von Fenderanlagen durch die technischen Notwendigkeiten einerseits und die wirtschaftlich vertretbaren Möglichkeiten andererseits gegeben sind.

3. Die Anlegegeschwindigkeit als wichtigstes Entwurfs- und Kostenkriterium

Bei der Planung der Umschlaganlagen für flüssige und trockene Massengüter, die in den 50er Jahren in vielen Häfen der Welt entstanden, war man in bezug auf die Größe der zu erwartenden Anlegegeschwindigkeiten zunächst auf bloße Schätzungen angewiesen. Erst auf dem Schifffahrtskongreß in Rom 1953 stellte BAKER [4] Richtwerte zur Diskussion, bei denen nicht nur einzelne maßgebende Schiffsgrößen, sondern auch die örtlich vorherrschenden klimatischen und nautischen Verhältnisse berücksichtigt wurden. Die in den Jahren darauf folgenden Messungen an einigen Hafenplätzen (z. B. Finnart, Bombay, Lissabon, Wilhelmshaven u. a.) zeigten dann, daß die Anlegegeschwindigkeit auch bei Schiffen oberhalb der 10 000-DWT-Grenze offensichtlich noch weiter abnimmt, so daß beim Entwurf von Fenderanlagen für LCC und VLCC eine zusätzliche Differenzierung notwendig und zulässig ist.

Soweit lediglich technische Maßstäbe angelegt werden, erscheinen die Vorschläge von BAKER unter Berücksichtigung der zwischenzeitlich gewonnenen Erfahrungen selbst heute noch als ausreichend richtig und vertretbar. Sie werden daher auch zukünftig für solche Hafenplätze von Nutzen bleiben, an denen Großschiffsliegeplätze bisher nicht vorhanden sind und die nautischen Bedingungen durch langfristige, örtliche Messungen noch nicht eingehender untersucht werden konnten.

Der allgemeine Trend zum großen Massengutschiff hat nun jedoch dazu geführt, daß immer leistungsfähigere Fenderanlagen installiert werden müssen, die nicht nur einen sehr großen Materialaufwand, sondern beim Neubau und einer eventuellen späteren Reparatur oft auch den Einsatz schwerster Baugeräte erfordern. Sie werden dadurch sehr kostenaufwendig und verlangen bei ihrer Planung neben den rein technischen Untersuchungen auch eine, ihrem zunehmenden Gewicht entsprechende, wirtschaftliche Betrachtungsweise. Dabei stellt sich die Aufgabe, Fenderbauwerke zu entwerfen, bei denen sich Investitionskosten und Schadensrisiko in vertretbaren Grenzen bewegen, oder noch besser, bei denen das „wahrscheinliche", aus Investition und Risiko resultierende Kostenminimum erreicht wird. Für diesen Zweck können die Richtwerte von BAKER allein verständlicherweise nicht ausreichen, weil in die Berechnungen nicht nur die Größe einer bestimmten Anlegegeschwindigkeit, sondern auch die Wahrschein-

lichkeit eingehen muß, mit der eine solche Geschwindigkeit auftreten wird. Einigermaßen fundierte, wirtschaftliche Betrachtungen lassen sich somit nur anstellen, wenn zusätzliche, allgemein gültige Grunddaten zur Verfügung stehen oder aber auf spezielle, am Ort gewonnene Erfahrungen zurückgegriffen werden kann.

Obgleich an vielen Hafenplätzen der Welt bereits seit Jahren laufend Messungen über die Anlegegeschwindigkeit der Schiffe vorgenommen werden und über die Ergebnisse gelegentlich auch Veröffentlichungen erscheinen, haben sich diese wertvollen Informationen bisher einer gezielten Auswertung entzogen. Allgemein gültige und für die jeweiligen örtlichen Verhältnisse einigermaßen zutreffende Entwurfsgrundlagen fehlen daher zur Zeit noch.

In Anbetracht dieser Umstände können Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen bei der Planung von Fenderanlagen für VLCC und ULCC heute nur dann durchgeführt werden, wenn sie sich auf örtliche oder in unmittelbarer Nachbarschaft oder unter annähernd gleichen Verhältnissen gewonnene Erfahrungen stützen können. Dabei sind allgemeine Informationen allerdings nicht ausreichend, weil solche in vielen Fällen zu einer falschen Beurteilung der wirklichen Gegebenheiten führen können. Die bloße Bestätigung, daß im Zuge der bisherigen Messungen die Überschreitung einer bestimmten Anlegegeschwindigkeit nicht festgestellt worden ist, sollte jedenfalls in Zukunft kein ausreichendes Argument sein, um hierauf den Entwurf einer neuen oder die Beurteilung einer bereits bestehenden kostspieligen Fenderanlage aufzubauen. Selbst detailliertere Angaben können zu einer Fehleinschätzung der örtlich vorherrschenden Bedingungen führen, wenn sie nicht sinnvoll aufbereitet und ausgewertet werden. Da es auch für die weiteren Darlegungen des Beitrags von Nutzen ist, wird im obigen Zusammenhang zur Veranschaulichung das folgende frei gegriffene, aber durchaus realistische Beispiel angeführt:

Messung in X-Hafen
Zahl der Messungen 119
Ergebnisse

bei	51	Messungen	v	=	4	cm/sec	=	42,9 %
bei	21	Messungen	v	=	5	cm/sec	=	17,6 %
bei	34	Messungen	v	=	6	cm/sec	=	28,6 %
bei	6	Messungen	v	=	7	cm/sec	=	5,0 %
bei	3	Messungen	v	=	8	cm/sec	=	2,5 %
bei	4	Messungen	v	=	9	cm/sec	=	3,4 %
$\Sigma = 119$								= 100,0 %

Geschwindigkeiten oberhalb 9 cm/sec wurden nicht festgestellt.

Bei einem Vergleich mit den Richtwerten von BAKER könnte zunächst der Schluß gezogen werden, daß die Verhältnisse am Meßort relativ günstig seien und die Fenderungen der neuen Anlage allenfalls für eine Anlegegeschwindigkeit von etwa 12,5 cm bemessen werden sollten. Die gegebene Situation stellt sich jedoch wesentlich anders dar, wenn die Anzahl der Messungen mit Geschwindigkeiten $v \geqq v_i$ ermittelt und der sich daraus ergebende Prozentsatz $\Phi(v)$, bezogen auf die Zahl aller Messungen, als Ordinate über v_i aufgetragen wird. Wird außerdem vorausgesetzt, daß die Meßergebnisse dem Gesetz der Wahrscheinlichkeit unterliegen, so läßt sich die Kurve der möglichen Wahrscheinlichkeiten $\Phi(v)$ für $v \geqq v_i$ zumindest im Bereich der größeren Geschwindigkeiten mit ausreichender Genauigkeit ergänzen (vergl. Kurve C in Abb. 1). Schon hieraus ist leicht zu erkennen, daß die Wahrscheinlichkeit $\Phi(v)$ für das Auftreten einer Geschwindigkeit von 10 cm/sec und mehr noch über 1 % liegt und eine Anlegegeschwindigkeit von 12,5 cm/sec als Grundlage der Fenderbemessung nicht unbedingt ausreichen muß.

Die im angenommenen Beispiel für X-Hafen angeführten Meßergebnisse lassen sich noch einfacher und besser beurteilen, wenn die Werte für $\Phi(v)$ — wie bei einigen Meßprogrammen bereits praktiziert [5] — auf einfach-logarithmischem Papier aufgetragen werden. Da die

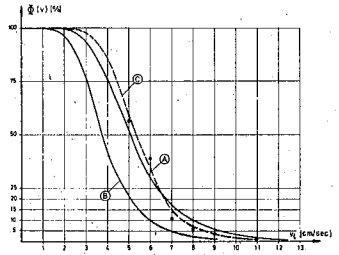


Abb. 1: Typische Wahrscheinlichkeitskurven $\Phi(v)$ für Anfahrtgeschwindigkeiten $v \geqq v_i$ von Schiffen, die an verschiedenen Orten und unter unterschiedlichen Bedingungen anlegen (angenommene Beispiele)

Wahrscheinlichkeitskurven $\Phi(v)$ Exponentialfunktionen sind, die sich in diesem Fall im Bereich ihres abfallenden Astes mit ausreichender Genauigkeit als Geraden darstellen, müssen die in das Diagramm eingetragenen Punkte eine „kennzeichnende Gerade" einschließen, die auch die Wahrscheinlichkeiten für das Auftreten anderer Mindestgeschwindigkeiten festlegt (vgl. Gerade C in Abb. 2). Die kennzeichnenden Geraden folgen dabei in sehr guter Näherung der Funktion

$$\Phi(v) = a \cdot e^{-b \cdot v} = a \cdot \exp(-b \cdot v) \qquad [3]$$

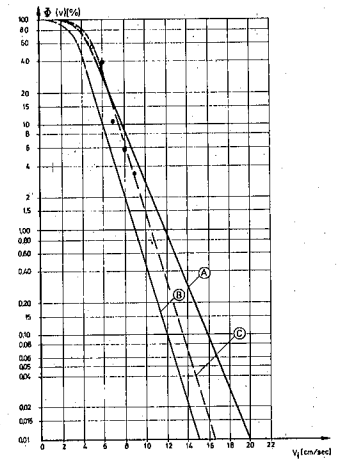


Abb. 2: Wahrscheinlichkeitskurven $\Phi(v)$ aus Abb. 1, dargestellt als „kennzeichnende Geraden" im logarithmischen Maßstab

Die in Abb. 2 eingetragenen Ausgangswerte des Beispiels für X-Hafen lassen die gute Übereinstimmung mit ihrer kennzeichnenden Geraden C erkennen, die ihrerseits in grober Näherung eine Extrapolation in den Bereich geringerer Wahrscheinlichkeiten gestattet. Auf der Grundlage der vorn angeführten Beobachtungen ist z. B. im vorliegenden Fall noch eine Geschwindigkeit von mindestens = 16,5 cm/sec zu erwarten, die mit einer Wahrscheinlichkeit von 0,01 % auftreten könnte.

Diagramme in der Form der Abb. 2 besitzen gegenüber den bisher üblichen Richtwerten, z. B. denen von BAKER den Vorteil, daß sie neben der rein technischen Bewertung auch eine genauere wirtschaftliche Untersuchung der Fenderprobleme erlauben, auf die im folgenden näher eingegangen werden soll. Darüber hinaus bieten sie eine einfache Möglichkeit, unter Berücksichtigung des beabsichtigten Nutzungsgrades (Zahl der Anlegemanöver pro Jahr) und

der zu erwartenden Nutzungsdauer der Hafenanlage, zumindest die Größenordnung einer technisch und wirtschaftlich sinnvollen Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit richtig abzuschätzen und allgemeine Rückschlüsse auf die Risiken zu ziehen, die mit einer bestimmten Bemessungsgeschwindigkeit verbunden sind.

4. Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Hinblick auf eine sinnvolle Wahl der Entwurfs-Geschwindigkeit

Man kann davon ausgehen, daß sich bei Überbeanspruchungen von Fenderanlagen, die aus zwei oder mehreren Einzelfendern bestehen, Schäden im allgemeinen nur an einem Einzelfender einstellen. Setzt man nun voraus, daß für den Bau einer Fenderanlage, die n Einzelfelder besitzt, Investitionskosten in Höhe von

$$K_i = n \cdot (K_f + k_A \cdot m) = n \cdot K_f \cdot (1 + \alpha_A \cdot v^2) \qquad [4]$$

anfallen, so werden bei einer später notwendig werdenden Erneuerung eines Einzelfenders Kosten von

$$K_R' = \frac{K_i}{n} \cdot \alpha_R = p \cdot K_i \qquad [5]$$

enstehen. Wie bei solchen Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen allgemein üblich, wird auf die Berücksichtigung von Inflationsraten verzichtet, weil solche sich nicht nur auf der Passivseite (Investitionen), sondern gleichermaßen auch bei den Erträgen (Aktivseite) auswirken.

In der Gleichung [4] bedeuten K_f den fixen Kostenanteil, der durch die anteilige Baustelleneinrichtung und bestimmte Bauteile des Einzelfenders (z. B. Führungen, Aufhängungen, Stützpfähle, Verbände, Fenderschürzen etc.) bestimmt wird und der von der Größe des Arbeitsvermögens des Fenders weitgehend unbeeinflußt bleibt. Das Kostenelement $k_A \cdot v^2$ ergibt sich dagegen aus den Investitionen für die elastischen Fenderelemente, deren Kosten nahezu proportional mit dem Arbeitsvermögen A und damit nach Gleichung [1] mit dem Quadrat der Geschwindigkeit v anwachsen. Der Faktor α_A ist lediglich eine mathematische Bezugsgröße, die aus dem Verhältnis k_A/K_f resultiert.

Die in Gleichung [5] beschriebenen Reparaturkosten K_R' werden durch die Einführung des Reparaturfaktors α_R bzw. des Reparaturkosten-Koeffizienten p definiert, die einer kurzen Erläuterung bedürfen:

Spätere Reparaturen sind in aller Regel teuer, weil sie einen verhältnismäßig großen Baustellen- und Geräteaufwand verlangen. Außerdem erfordert die Bereitstellung von Material und Gerät sehr viel Zeit. Besonders nachteilig wirkt sich dieses bei Anlagen aus, die in von industrialisierten Ländern weit entfernten Zonen errichtet worden sind. Der Reparaturfaktor α_R stellt eine Variable dar, die solche Umstände erfassen soll und deren Größe daher in jedem Einzelfall aufgrund allgemeiner Erfahrungen festgelegt werden muß.

Die Größe des Reparaturkosten-Koeffizienten p, der die Relation zwischen den späteren Reparaturkosten und den gegenwärtigen Investitionskosten für die Fenderanlage herstellt, ergibt sich als Quotient aus:

$$\frac{\text{Reparaturfaktor } (\alpha_R) \times \text{Investitionskosten eines Einzelfenders } \left(\frac{K_i}{n}\right)}{\text{Investitionskosten der gesamten Fenderanlage } (K_i)}$$

Geht man nun davon aus, daß bei jedem Schadensereignis die Reparaturkosten K_R' anfallen und die Schäden außerdem in regelmäßigen, zeitlich gleichen Abständen eintreten, so ergibt sich der auf die Gegenwart bezogene, kapitalisierte Wert aller Reparaturkosten aus:

$$K_R' = K_R' \cdot \frac{(1+i)^m - 1}{i \cdot (1+i)^m}$$

Darin ist i der kalkulatorische Zinsfluß, der auf die Zeitdauer ΔT zwischen zwei Schadensfällen zu beziehen ist, und m die Anzahl der Schadensereignisse, die während der Nutzungsdauer der Fenderanlage wahrscheinlich eintreten werden. Um die Darstellung der Berechnungsmethode zu erleichtern, wird den weiteren Überlegungen von vornherein eine Nutzungsdauer von 25 Jahren und ein Basis-Zinsfuß von 5 % p. a. zugrunde gelegt. Dann folgen:

$$i = (1+0{,}05)^{\Delta T} - 1$$

$$1 + i = (1+0{,}05)^{\Delta T}$$

$$m = \frac{25}{\Delta T}$$

Setzt man diese Ausgangsgrößen in die Gleichung [6] ein, so wird:

$$K_R = K_R' \cdot \frac{1{,}05^{25} - 1}{(1{,}05^{\Delta T} - 1) \cdot 1{,}05^{25}}$$

$$= p \cdot K_i \cdot \frac{0{,}7047}{1{,}05^{\Delta T} - 1} \qquad [7]$$

Der kapitalisierte Wert aller Investitions- und Reparaturkosten ergibt sich dann aus der Gleichung

$$K = K_i + K_R = K_i \cdot \left[1 + \frac{p \cdot 0{,}7047}{1{,}05^{\Delta T} - 1}\right] \qquad [8]$$

Die Anzahl der zu erwartenden Schadensereignisse m wird durch die dem Entwurf zugrunde gelegte, rechnerische Anlegegeschwindigkeit v, die Wahrscheinlichkeit $\Phi(v)$ in Prozent, mit der diese Geschwindigkeit v auftreten wird, und durch den Ausnutzungsgrad des Schiffsliegeplatzes (N = Zahl der Anlegemanöver pro Jahr) bestimmt.

$$m = \frac{\varphi(v)}{100} \cdot N \cdot 25$$

Dann folgt

$$\Delta T = \frac{100}{N} \cdot \varphi(v)^{-1} \qquad [9]$$

Greift man auf die Gleichungen [3] und [4] zurück, so wird:

$$K = n \cdot K_f (1 + \alpha_A \cdot v^2) \cdot \left[1 + \frac{0{,}7047 \cdot p}{1{,}05^{\frac{100}{N} \cdot \frac{1}{a} \cdot \exp(b \cdot v)} - 1}\right] \qquad [10]$$

Die Parameter a und b sind dabei durch die mathematische Funktion der „kennzeichnenden Geraden" $\Phi(v)$ nach Gleichung [3] vorgegeben.

Da im Zuge dieser Überlegungen nicht die absolute Größe der Kosten, sondern vielmehr nur die Lage des Kostenminimums interessiert, wird die weitere Untersuchung auf den Quotienten $C = K/(n \cdot K_f)$ beschränkt.

Der in den Gleichungen [4] und [10] enthaltene Faktor α_A ist entsprechend dem jeweiligen Fendertyp festzulegen. Er wird hier aufgrund allgemeiner Erfahrungen im Dalbenbau mit dem Wert $25 \cdot 10^{-3}$ eingeführt. Dann ergibt sich als Kostenkoeffizient:

$$C = (1 + 25 \cdot 10^{-3} \cdot v^2) \cdot \left[1 + \frac{0{,}7047 \cdot p}{1{,}05^{\frac{100}{N} \cdot \frac{1}{a} \cdot \exp(b \cdot v)} - 1}\right] \qquad [11]$$

Diese Formel wurde zur besseren Veranschaulichung der Ergebnisse unter Zugrundelegung der in Abb. 1 dargestellten, willkürlich gewählten Kurve A ausgewertet, wobei die Größen N (Nutzungsgrad = Zahl der Anlegemanöver pro Jahr) und p (Reparaturkosten-Koeffizient) als veränderliche Parameter beibehalten wurden.

Die mathematische Gleichung der kennzeichnenden Geraden A in Abb. 2 ergibt sich mit:

$$\Phi(v) = 927{,}5 \cdot \exp(-0{,}5719 \cdot v)$$

Unter Berücksichtigung einer angestrebten Nutzungsdauer von T = 25 Jahren und der sonstigen, vorn getroffenen Annahmen folgt dann für den Kostenkoeffizienten C:

$$C = (1 + 25 \cdot 10^{-3} \cdot v^2) \cdot \left[1 + \frac{0{,}7047 \cdot p}{1{,}05^{\frac{2}{N} \cdot 0{,}1078 \cdot \exp 0{,}5719 \cdot v} - 1}\right]$$

Die Ergebnisse der Auswertung sind für p = konstant = 0,75 in den Kurvenscharen der Abb. 3 und für N = konstant = 25 bzw. = 150 in denen der Abb. 4 dargestellt.

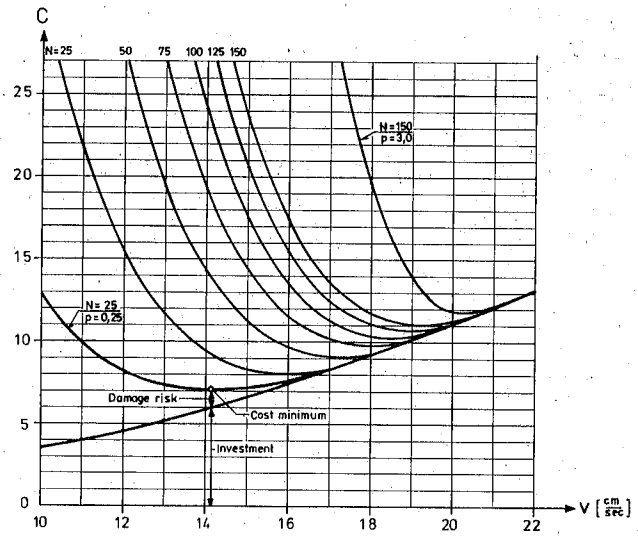


Abb. 3: Kostenkoeffizient C auf der Grundlage der kennzeichnenden Wahrscheinlichkeitsgeraden A, einer Nutzungsdauer T = 25 und einem Reparaturkosten-Koeffizienten p = 0,75, soweit letzterer nicht anders angegeben.

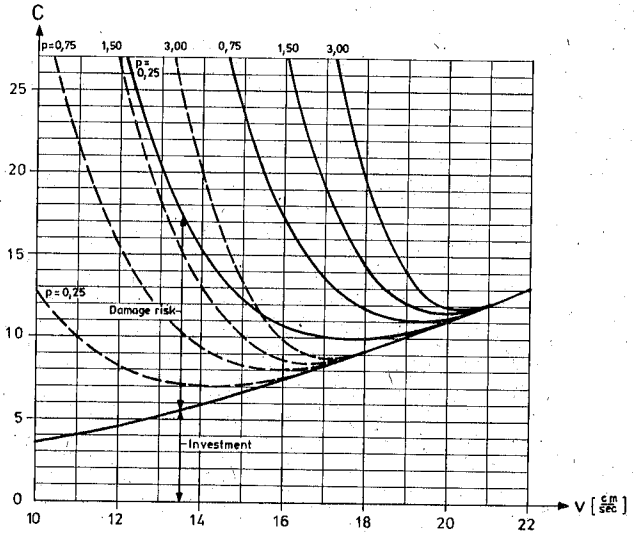


Abb. 4: Kostenkoeffizient C auf der Grundlage der kennzeichnenden Wahrscheinlichkeitsgeraden A, einer Nutzungsdauer T = 25 und der Nutzungsgrade (d. i. Zahl der Anlegemanöver pro Jahr) von N = 25 (gestrichelte Kurven) und N = 150 (ausgezogene Kurven).

Es dürfte überraschen, wie sehr Nutzungsgrad der Anlage und Reparaturkosten-Koeffizient die Ergebnisse beeinflussen und wie außerordentlich groß der Spielraum für die Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit v ist, selbst wenn man jeweils nur das Kostenminimum in Betracht zieht. Besonders zu beachten sind die Kurven mit hohen N- und p-Werten, bei denen die Risikoanteile der Gesamtkosten stark ansteigen, sobald der Bereich des Kostenminimums verlassen wird. Dabei sei erwähnt, daß es auch in konkreten Fällen kaum Schwierigkeiten bereiten dürfte, die Parameter N und p zumindest in ihrer Größenordnung richtig abzuschätzen. Der letztere sollte jedoch vom Grundsatz her immer ausreichend groß gewählt werden, um die bei einem eventuellen Schadensfall auftretenden indirekten Kosten, z. B. durch Unterbrechung des Umschlagbetriebes am Liegeplatz oder durch zeitweilige Beschränkung der Schiffsgrößen, mit abzudecken. In besonderem Maße gilt dies, wenn der Hafen nur über einen oder wenige Schiffsliegeplätze für den Umschlag des betreffenden Transportgutes verfügt. Zum Ergebnis der Untersuchungen läßt sich ferner feststellen:

— Eine wirtschaftliche Bemessung der Fenderanlagen, d. h. das Erreichen des Kostenminimums ist nur möglich, wenn ein gewisses Schadensrisiko in Kauf genommen wird (vgl. Abb. 3).

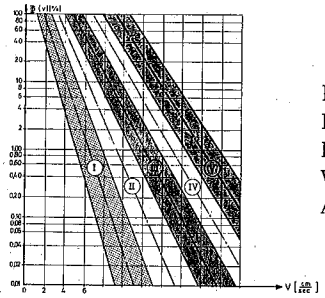
— Die Wahl einer großen, zu sehr auf der sicheren Seite liegenden Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit ist in jedem Fall unwirtschaftlich. Zum Beispiel sind für N = 25 und p = 0,25 etwa die gleichen Gesamtkosten zu erwarten, wenn für v entweder 22 cm/sec oder 10 cm/sec gewählt wird. Das Kostenminimum liegt in diesem Fall bei v = rd. 14 cm/sec und führt zu Gesamtkosten, die nur etwa halb so groß sind.

— Das Schadensrisiko darf bei weniger stark ausgenutzten Anlagen in industrialisierten Ländern verhältnismäßig groß sein, vor allem dann, wenn der Bereich des Kostenminimums im Hinblick auf eine Beschränkung der Investitionskosten verlassen wird. Die Gesamtkosten werden unter solchen Voraussetzungen nur unwesentlich beeinflußt (vgl. z. B. Kurven mit N = 25 und p = 0,25), wobei der geringe Zuwachs in den meisten Fällen durch steuerliche Vorteile ausgeglichen werden kann. Dabei bleibt die Frage offen, inwieweit die Versicherer bereit sind, solche erhöhten Risiken ohne zusätzliche Kosten für den Hafeneigner abzudekken.

— Bei stark ausgenutzten Fenderanlagen in fernen, wenig industrialisierten Ländern kann die Wahl einer zu großen Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit zwar zu kostenmäßigen Nachteilen führen. Auf der anderen Seite würde aber der Ansatz einer zu geringen Geschwindigkeit v den Risikoanteil der zu erwartenden Gesamtkosten sehr stark in die Höhe treiben (vgl. z. B. Kurven mit N = 150 und p = 3,0).

— die örtlich gegebenen nautischen, klimatischen und hydrologischen Verhältnisse allein reichen als Grundlage für die Wahl der Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit nicht aus. Vielmehr sind die Einflüsse der Parameter T (erwartete Nutzungsdauer), N (Nutzungsgrad) und p (Reparaturkosten-Koeffizient) derart groß, daß sie bei der Festlegung der Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit keinesfalls vernachlässigt werden sollten.

Aufgrund der oben beschriebenen Untersuchungsergebnisse wird empfohlen, die in den verschiedenen Häfen der Welt gewonnenen Ergebnisse über die Anlegegeschwindigkeit von Schiffen gezielter und in verstärktem Maße zu sammeln und zentral durch Beauftragte der PIANC auszuwerten. Die Daten könnten zunächst in der Form von „kennzeichnenden Geraden" entsprechend Abb. 2 katalogisiert werden, wobei gleichzeitig Protokolle über die jeweils gegebenen örtlichen Bedingungen (z. B. Hauptwind- und Hauptwellenrichtungen, mittlere Windstärken und Wellenhöhen, Anfahrt- und Anlegebedingungen, Schleppereinsatz u. dgl.) anzufertigen wären. Auf dieser Basis sollte es nach einigen Jahren möglich sein, das in Abb. 5 skizzierte, lediglich das Prinzip andeutende oder ein ähnliches „Kenngeraden-Diagramm" aufzustellen.



Beispiel für die Bezeichnung des Kurven-Bereiches II: Wind-, Wellen- und Anlegebedingungen gemäßigt.

Abb. 5: Vorschlag für die Darstellung und Definierung von maßgebenden kennzeichnenden Geraden bzw. Bereichen für $\Phi(v)$ auf der Grundlage bestimmter örtlicher Bedingungen.

Es sollte ferner angestrebt werden, daß in diesem Beitrag behandelte Verfahren für die Auswahl von technisch und wirtschaftlich vertretbaren Entwurfs-Anlegegeschwindigkeiten zu vervollständigen und zu verbessern. Dabei müßte vor allem die Größe des Parameters p genauer untersucht und spezifiziert werden. Ähnliches gilt in bezug auf die Festlegung der Größe N, bei der nur die Zahl der größten, für die Bemessung der Fender maßgebenden Schiffe in Betracht gezogen zu werden braucht. Ausgehend von der simplifizierten Gleichung für das Arbeitsvermögen der Fender

$$A = \text{Konstante} \cdot W_{max} \cdot v_0^2 \geqq \text{Konstante} \cdot W \cdot v^2_{max}$$

wird als Grenzkriterium vorgeschlagen:

$$W = W_{max} \cdot \left(\frac{v_0}{v_{max}}\right)^2$$

Darin bedeuten W_{max} die Verdrängung des größten Schiffes, v_o die grob vorgeschätzte Entwurfs-Anfahrgeschwindigkeit und v_{max} die größte für $\Phi(v) = 0{,}01\,\%$ zu erwartende Anfahrgeschwindigkeit (vgl. Abb. 5). Die Verdrängung W entspricht dann der Schiffsgröße, die bei der Ermittlung von N nicht mehr berücksichtigt werden sollte.

Zur Erläuterung der angestrebten Berechnungsmethoden wird für die ebenfalls willkürlich angenommene kennzeichnende Gerade C in Abb. 2 ein Beispiel vorgeführt:

Erwartete Nutzungsdauer	T	= 25 Jahre
Nutzungsgrad	N	= 150 Manöver p. a.
Reparaturkostenfaktor	α_R	= 6
Fenderanzahl des Liegeplatzes	n	= 2

Aus Abb. 2 können für die kennzeichnende Gerade C folgende Randbedingungen abgelesen werden:

$v = 15$ cm/sec $\rightarrow \Phi(v) = 0{,}07\,\%$
$v = 6$ cm/sec $\rightarrow \Phi(v) = 34\,\%$

Aus der allgemeinen Gleichung [3]

$$\Phi(v) = a \cdot \exp(-b \cdot v)$$

folgen dann die Bedingungen

$$\ln 0{,}07 = \ln a - b \cdot 14$$
$$\ln 34 = \ln a - b \cdot 6$$

und die Koeffizienten

$$a = 3517{,}74$$
$$b = 0{,}7732$$

Ferner ergibt sich der Parameter p mit $p = \frac{\alpha_R}{n} = 3$.

Somit lautet die Kostengleichung [11]

$$C_c = (1 + 25 \cdot 10^{-3} \cdot v^2) \cdot \left[1 + \frac{2{,}1141}{1{,}05^{0{,}«0001895 \cdot \exp 0{,}7732 \cdot v} - 1}\right]$$

Die Auswertung der Kostenfunktion liefert folgende Werte:

v	C_c
10	350,80
12	98,08
14	26,99
16	9,39
16,8	**8,36**
18	9,10
20	11,00

Das Kostenminimum ist also bei einer Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit von v = 16,8 = rd. 17 cm/sec zu erwarten.

Das Ergebnis unterstreicht die im vorderen Teil des Beitrags gegebenen kritischen Hinweise zur Bewertung von empirisch gewonnenen Meßwerten. Obgleich die Beobachtungsergebnisse in dem dort angeführten Beispiel, auf denen auch die Kenngerade C basiert, keinen Wert über 9 cm/sec aufweisen, sollte die Fenderanlage im vorliegenden Fall und unter den gegebenen Voraussetzungen trotzdem für eine Anlegegeschwindigkeit von 17 cm/sec bemessen werden. Würde man dagegen — wie zunächst grob abgeschätzt — dem Entwurf eine Geschwindigkeit von 12,5 cm/sec zugrunde legen, wären einschließlich des Risikoanteils Gesamtkosten für die Fenderanlage zu erwarten, die das 9fache der Kosten für die wirtschaftlich günstige Lösung erreichen würden.

Wäre eine gleichartige, aber mit N = 50 weniger stark ausgelastete Fenderanlage mit einem anderen Ort zu errichten, für den die kennzeichnende Gerade B (vgl. Abb. 2) maßgebend ist und ein Reparaturfaktor von $\alpha_R = 2$ in Ansatz gebracht werden muß, so ergäbe sich die Kostengleichung

$$C_B = (1 + 25 \cdot 10^{-3} \cdot v^2) \cdot \left[1 + \frac{0{,}7037}{1{,}05^{0{,}002 \cdot \exp 0{,}7675 \cdot v} - 1}\right]$$

Hier liefert die Auswertung

V	C_B
10	14,50
12	6,56
13	**5,74**
14	5,95
16	7,40
18	9,10
20	11,00

Die Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit sollte in diesem Fall somit 13 cm/sec betragen.

Die beiden Beispiele machen die einfache Anwendbarkeit des Berechnungsverfahrens deutlich. Dabei sei nochmals erwähnt, daß die absolute Größe des Kostenkoeffizienten C nicht unmittelbar von Belang und Interesse ist, sondern daß es bei dem vorgeschlagenen Verfahren zunächst einzig und allein um eine sinnvolle, technisch und wirtschaftlich vertretbare Auswahl

der Größe v, also der Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit geht. Die Berechnungsmethode ist im übrigen für beliebige Fendertypen und Bauwerksarten (Dalben, durchgehende Fender-Leitwerke, Fenderungen an Kaimauern u. dgl.) anwendbar, wobei beim Entwurfsbearbeiter allerdings ein genügend großer Erfahrungsschatz vorhanden sein muß, damit die einzelnen Parameter in ihrer Größe einigermaßen zutreffend ausgewählt werden.

5. Der Einfluß der Fendersteifigkeit auf die bauliche Gestaltung und die Kosten von Fenderanlagen

Schiffe lassen sich verständlicherweise kostengünstiger bemessen und herstellen, wenn die beim Anlegemanöver auftretenden Zusatzbelastungen der Schiffshaut auf ein Minimum beschränkt bleiben. Dies mag wohl auch der Grund sein, warum derartige Lastansätze bisher überhaupt nicht in die internationalen Schiffbauvorschriften Eingang gefunden haben. Längsträger und Querrahmen der Schiffe werden vielmehr auch heute noch nur für den tiefgangbedingten Wasserdruck und gewisse Zusatzbelastungen bemessen, wobei die letzteren jedoch mit den Anfahrdrücken beim Anlegen der Schiffe bzw. mit der Übertragung von Wellen-, Wind- und Strömungskräften auf die Fenderungen nicht das geringste zu tun haben. Der für die Bemessung der Längsträger und Querrahmen im Ladetankbereich maßgebende Belastungsfall ergibt sich beispielsweise entsprechend den Klassifikationsvorschriften des Germanischen Lloyd aus Abschnitt 24, „Tankschiffe für Ölladung" und ist hier in Abb. 6 graphisch dargestellt. Die Grundlage dafür bilden folgende Ansätze:

Gefüllter Mitteltank + 2,50 m,
leere Seitentanks, Tiefgang $T = T_{max}$
Zusatzbelastung für die Schiffsseiten oberhalb der Wasserlinie

$$h_d = c \cdot \frac{8}{8 + z_1} \quad [t/m^2]$$

und unterhalb der Wasserlinie

$$h_d = c \cdot \left(1 - \frac{z_2}{2 \cdot T}\right) \quad [t/m^2]$$

Für Schiffe mit einer Länge von ≧ 300 m ist:

$$c = 3{,}70 - \frac{140}{300} = 3{,}233 \quad [t/m^2]$$

Für $z_1 = 2{,}50$ m, $z_1 = z_2 = 0$ und $z_2 = T_{max}$ folgen dann:

$h_d = 2{,}46$ t/m² in Deckshöhe
$h_d = 3{,}23$ t/m² in der Wasserlinie
$h_d = 1{,}62$ t/m² in Höhe des Schiffsbodens

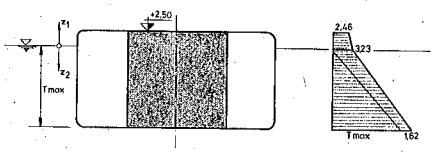


Abb. 6: Darstellung des für die Bemessung der Längsträger und Querrahmen im Ladetankbereich von Öltankern maßgebenden Belastungsdiagramms.

Für den Ballastzustand des Schiffes sind die Zusatzbelastungen h_d zwar ebenfalls in Ansatz zu bringen. Jedoch werden dann gefüllte Seitentanks vorausgesetzt, so daß in jedem Fall ein Überdruck nach außen wirksam wird.

In den Querrahmen und Längsträgern aus normalfestem Schiffbaustahl dürfen unter der oben angegebenen Belastung folgende Spannungswerte nicht überschritten werden:

Biege- und Normalspannungen	$\sigma_x = 1800\ kg/cm^2$
Schubspannungen	$\tau = 1000\ kg/cm^2$
Vergleichsspannungen	$\sigma_v = 2000\ kg/cm^2$

Da beim normalen Schiffbaustahl die Streckgrenze σ_s bei 2400 kg/cm² liegt, kann für den Anlegedruck im Bereich zwischen den Spanten selbst bei Ausschöpfung aller Spannungsreserven der Schiffshaut theoretisch nur eine Pressung von etwa 4 t/m² zugelassen werden. Das bedeutet, daß die Fender des Schiffsliegeplatzes entweder entsprechend weich gestaltet oder mit einer sehr steifen, lastverteilenden Fenderschürze ausgerüstet werden müssen, die mit einer Breite von etwa 6,0 bis 7,0 m mindestens zwei Spanten des Schiffskörpers überdeckt. Jedoch auch bei Anwendung von robusten Fenderschürzen muß die mittlere Pressung zwischen Schiff und Fender in der Regel auf 10 bis 20 t/m² begrenzt werden.

Überraschend ist im obigen Zusammenhang allerdings, daß bei marktüblichen, bereits jahrzehntelang verwendeten und erprobten Neoprene-Fendern (z. B. radial belastete Rundfender oder trapezförmige Fender) Pressungen zwischen Bordwand und Fender auftreten, die eine Größenordnung von 45 bis 120 t/m² erreichen können. Da ernsthafte Beschädigungen der Bordwand nicht publik geworden sind, darf daher wohl davon ausgegangen werden, daß zumindest kleinere, normale Frachtschiffe solchen Anfahrdrücken standhalten können, oder daß das Arbeitsvermögen der Fender durch entsprechend vorsichtiges Anlegen der Schiffe nicht voll ausgenutzt wurde.

Der vom Schiffbauer gewünschte weiche Fender kommt im Prinzip den Vorstellungen des Hafenbauingenieurs entgegen. So war es früher durchaus üblich und vor allem bei Verwendung hochwertiger Dalbenstähle auch technisch und wirtschaftlich sinnvoll, die Fender möglichst weich und für Schiffsanlegedrücke zu entwerfen, die ausreichend weit unterhalb der für das Schiff noch zumutbaren Grenze lagen. Das schnelle Anwachsen der Schiffsgrößen bis hin zu den VLCC und ULCC macht es heute aber erforderlich, den Fender verhältnismäßig hart zu gestalten. Der Anlegedruck wird dabei so groß, daß er bis an die Grenztragfähigkeit der Schiffshaut heranrückt. Hierfür gibt es eine Reihe gewichtiger Gründe, auf die im folgenden kurz eingegangen werden soll.

Eine wirtschaftliche Bemessung von elastischen Stahldalben mit hoher Energieaufnahme A ist nur dann möglich, wenn die Zahl der Pfähle gering bleibt und ihr Durchmesser d genügend groß gewählt werden kann. Die Gleichung

$$d = \frac{\sigma_s}{3 \cdot E} \cdot \frac{P_s}{A} \cdot l^2 \qquad [13]$$

in der die Größe E den Elastizitätsmodul des Baustahls symbolisiert, zeichnet den dabei anzustrebenden Weg eindeutig vor, nämlich zunächst die Wahl von Stählen mit hoher Streckgrenze σ_s. Obgleich die Verwendung von Stählen mit einer Streckgrenze von 70 kg/mm² heute im Dalbenbau durchaus nichts Ungewöhnliches darstellt, sind auch für σ_s technologisch bedingte Grenzen gesetzt, vor allem, wenn Stähle mit einem stark ausgeprägten Fließbereich verlangt werden. Bei den hohen Anforderungen an das Arbeitsvermögen des Fenderbauwerks bleibt dann zur Erlangung kostengünstiger Lösungen nur noch die Möglichkeit, den Schiffsanlegedruck P_s sehr hoch zu wählen. Dabei ergibt sich gleichzeitig der Vorteil, daß die Rammtiefe der Pfähle und damit deren verformbare Länge l anwächst und die Größe des Pfahldurchmessers zusätzlich vergrößert werden kann.

Es darf außerdem nicht übersehen werden, daß jedes Fenderbauwerk auch ein wichtiges Element im Vertäusystem des Schiffsliegeplatzes darstellt. Es muß daher eine ausreichende Tragfähigkeit besitzen, die wiederum eine gewisse Mindeststeifigkeit des Fenders verlangt. Auf der Grundlage deutscher Vorschriften und Empfehlungen werden elastische Stahldalben im

Lastfall „Schiffsanfahrdruck" unter Ausnutzung der Streckgrenze und im Lastfall „Schiffsdruck aus Wind und Strömung" unter Einhaltung eines Sicherheitsbeiwertes gegen die Materialstreckgrenze von $\nu = 1{,}50$ bemessen. Bei wirtschaftlicher Ausnutzung der Streckgrenze des gewählten Stahls muß daher sein:

$$P_s \geqq 1{,}50 \cdot P_W \leqq c \cdot f_s$$

Aus der Gleichung für das Arbeitsvermögen A eines Fenders mit konstanter Federsteifigkeit c folgt dann:

$$c = \frac{P_s^2}{2 \cdot A} \geqq 1{,}125 \cdot \frac{P_w^2}{A} \qquad [14]$$

Darin bedeuten P_s den Schiffsdruck und f_s die horizontale Verschiebung der Vorderkante des Fenders während des Anlegemanövers, wobei eine Ausnutzung des Materials bis zur Streckgrenze vorausgesetzt wird. P_w ist die aus Wind und Strömung resultierende Belastung des Fenders.

Sofern wirtschaftliche Lösungen verlangt werden, ergeben sich ähnliche theoretische Ansätze auch für Fenderbauwerke, die Dauerbelastungen ausgesetzt werden, z. B. bei elastischen Stahldalben in offener See. In solchen Fällen gilt für den Pfahldurchmesser die Gleichung

$$d = \frac{\sigma_D}{3 \cdot E} \cdot \frac{P}{P_D} \cdot \frac{P}{A} \cdot l^2 \qquad [15]$$

in der die Materialstreckgrenze σ_s nicht mehr enthalten ist, sondern bei der vielmehr die Dauerfestigkeit des Stahls σ_D als zulässige Spannung und das Verhältnis P/P_D als neuer bestimmender Parameter hinzutreten. Dabei entspricht P dem Schiffsanlegedruck und P_D der Kraft, die bei Erreichen der maximalen Amplitude der periodisch wirkenden Belastung auftritt. Da die Dauerfestigkeit des Stahls und insbesondere die der Schweißverbindungen für alle Stahlgüten praktisch gleich groß ist, bleibt auch hier zur Erreichung kostengünstiger Lösungen nur der Weg über einen möglichst großen Wert für P, also über einen Schiffsanlegedruck, der bis in die Nähe der Grenztragfähigkeit der Schiffshaut anwächst. Die wirtschaftlichen Vorteile bei einer Verwendung von hochfesten Dalbenstählen gingen ohnehin verloren, es sei denn, daß die Bedingung erfüllt wird:

$$P = P_s \geqq P_d \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_D} \leqq c \cdot f_s$$

Hieraus folgt dann für einen wirtschaftlichen elastischen Fenderdalben die Forderung

$$c \geqq \frac{P_D^2}{2 \cdot A} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_D}\right)^2 \qquad [16]$$

Durch die Gleichungen [14] und [16] wird sowohl bei Wind- und Strömungseinflüssen als auch bei periodischen Dauerbelastungen eine unmittelbare Beziehung zwischen dem Arbeitsvermögen A des Fenders und den auf diesen einwirkenden statischen oder dynamischen Kräften P_W und P_D hergestellt. Die sich dabei ergebenden Steifigkeiten für die Fender sind als Mindeststeifigkeiten zu betrachten, weil im Lastfall „Schiffsanfahrdruck" bei einem Unterschreiten dieser Werte eine Ausnutzung des Materials bis zur Streckengrenze und damit eine wirtschaftliche Bemessung des Fenderbauwerks nicht mehr möglich wäre.

Ähnliche Berechnungsansätze für die Ermittlung einer Mindeststeifigkeit können auch bei anderen Fendertypen, z. B. bei solchen mit veränderlichen Federkonstanten getroffen werden. Hierbei liegen die wirtschaftlichen Vorteile aber ebenfalls in der Wahl möglichst großer Einzelelemente und in einer Begrenzung ihrer Anzahl.

6. Allgemeine Voraussetzungen für den wirtschaftlichen Entwurf von Fenderanlagen jeglicher Art

Wichtige Vorentscheidungen über die späteren Kosten einer Hafenanlage für die Abfertigung von VLCC und ULCC werden bereits durch die Festlegung des Hafenstandorts getroffen. Dabei spielt nicht nur die Lage des tiefen Wassers und dessen Entfernung zum Ufer eine gewichtige

Rolle, sondern eine ähnlich große Bedeutung kommt der Anordnung zu, die für die Anlage in bezug auf das Fahrwasser und die maßgebenden klimatischen und/oder hydrologischen Umwelteinflüsse gewählt wird. Letzteres gilt vor allem für die Kosten der Fender- und Vertäuwerke, deren statische Ersatzlasten P_W und P_D fast ausschließlich durch die zu erwartenden Einwirkungen der Winde, Strömungen und Wellen auf die vertäuten Schiffe bestimmt wird. Es ist daher eine Selbstverständlichkeit, daß in dieser Hinsicht alle notwendigen Erkundungen und Untersuchungen vorgenommen werden, bevor über die Lage und Anordnung der Hafenanlage endgültige Beschlüsse gefaßt werden.

Eine weitere, nicht minder wichtige Voraussetzung für die kostengünstige Errichtung der Fenderanlagen ist ein ausgewogener Entwurf für das Vertäusystem der einzelnen Schiffliegeplätze und die Erstellung von Vertäuplänen, die sowohl den nautischen Belangen als auch den ingenieurmäßigen Gesichtspunkten ausreichend Rechnung tragen. Zum Beispiel ist es zweckmäßig, für die äußeren Fenderbauwerke einen möglichst großen Abstand zu wählen, und notwendig, die Vertäubauwerke in der technisch günstigsten Entfernung und Höhe zum Schiff anzuordnen. Es sollten außerdem geeignete Vorkehrungen getroffen werden, damit die Schiffe ihre Querleinen möglichst winkelrecht zu ihrer Längsachse und unmittelbar von Bug und Heck ausbringen können. Durch derartige Maßnahmen wird sichergestellt, daß sowohl die Fender als auch die Vertäubauwerke von unnötigen Belastungen freigehalten und die Kosten für die Erstellung dieser Anlagenteile in den angestrebten Grenzen gehalten werden.

Im obigen Zusammenhang darf nicht übersehen werden, daß das Vertäusystem eines Schiffliegeplatzes, das aus dem Schiff, den Fendern und den Trossen besteht, kein statisches Tragsystem, sondern ein dynamisches Schwingungssystem darstellt. Aus diesem Grund wird sich der Hafenbauingenieur bei der Behandlung der Fender- und Vertäuprobleme von der statischen Betrachtungsweise lösen und bereits bei der Ermittlung der Fenderbelastungen (P_W und P_D) anderen oder ergänzenden Berechnungsmethoden zuwenden müssen. Das gilt auch für die Windlasten, die in Wirklichkeit aus dynamischen Effekten herrühren, und deren Berechnungsansätze sich bisher im allgemeinen auf Versuche an starr abgefenderten und starr vertäuten Schiffsmodellen stützen. Es liegt auf der Hand, daß die nachteiligen Einflüsse der Elastizität von Fendern und Trossen bei derartigen Versuchen nicht zum Tragen kommen können und die dabei ermittelten statischen Vergleichslasten mit sehr großer Wahrscheinlichkeit zu niedrig sind. Schon aus diesem Grund ist davor zu warnen, elastische Fenderungen im Lastfall „Winddruck" oder „Trossenzug" unter Ausnutzung der Streckgrenze zu bemessen. Es erscheint notwendig, daß die im obigen Zusammenhang stehenden Fragen im Laufe der nächsten Jahre gründlicher untersucht und dann bei der Planung von Hafenanlagen entsprechend berücksichtigt werden.

7. Schlußbemerkung

Fenderprobleme, die sich beim Ausbau von Schiffliegeplätzen für VLCC und ULCC stellen, lassen sich nur dann in befriedigender Weise lösen, wenn die Entwurfsgrundlagen sowohl die technischen als auch die wirtschaftlichen Gesichtspunkte angemessen berücksichtigen. Aus diesem Grund ist es notwendig, den realen Kosten für die Investitionen die wahrscheinlichen, kalkulatorischen Kosten zur Abdeckung des Schadenrisikos gegenüberzustellen und beide sorgfältig gegeneinander abzuwägen. Im Vordergrund steht dabei primär die Wahl einer sinnvollen Entwurfs-Anlegegeschwindigkeit, weil diese allein schon weitgehend über das erforderliche Arbeitsvermögen der Fender entscheidet und damit das Kostenbild der Hafenanlage maßgeblich beeinflußt.

Die weiteren Möglichkeiten zur Erzielung kostengünstiger Lösungen, die sich im Detail-Entwurf des Fenderbauwerks bieten, lassen sich nur dann ausschöpfen, wenn für den Schiffanlegedruck nach oben hin ein genügend großer Spielraum gegeben wird. Hier liegt die eigentliche

Nahtstelle, an der sich die technischen Belange der Schiffbauer und Hafenplaner, bzw. die pekuniären Interessen der Schiff- und Hafeneigner berühren und eine Abstimmung unumgänglich machen. Im Hinblick auf das übergeordnete volkswirtschaftliche Ziel, nämlich das Anstreben eines Kostenminimums für die gesamte Kette des Gütertransports unter Einbeziehung von Schiff und Hafen, sollte die Hafenbauseite sich allerdings darüber im klaren sein, daß es zweifellos falsch wäre, die Schiffbauvorschriften voll den Wünschen und Vorstellungen des Hafenplaners anzupassen und die Massengutschiffe für sehr große Anlegedrücke zu bemessen. Dieses würde lediglich dazu führen, daß Teilkosten für den Ausbau der Schiffliegeplätze auf den Schiffbau verlagert werden, ohne daß sich in der Summe irgendwelche volkswirtschaftlichen Vorteile ergeben könnten. Es muß im Gegenteil davon ausgegangen werden, daß derartig einschneidende Änderungen in den Klassifikationsvorschriften des Schiffbaus, die sich ja auf den gesamten Schiffkörper auswirken müßten, Kosten zur Folge hätten, die ein Vielfaches derjenigen Kosten ausmachen würden, die auf der Hafenbauseite eingespart werden könnten. Was jedoch von der Schiffbauseite mit Fug und Recht erwartet werden kann, sind gründliche Untersuchungen und konkrete Aussagen über die wirklich vorhandene Grenztragfähigkeit der Schiffhaut bei den großen Transportschiffen für flüssige und trockene Massengüter sowie für Container. Diese würden es dem Hafenbauingenieur eher ermöglichen, die ihm gesetzten Grenzen als plausibel und realistisch anzuerkennen und bei seinen Planungen und Entwürfen entsprechend zu berücksichtigen. Wenn sich dabei allerdings zeigen sollte, daß die vom Haafen vorzuhaltenden Fender „rohe Eier" auffangen sollen und der Hafenbauer vor technisch nicht mehr realisierbare Aufgaben gestellt wird, dann ist es allein Angelegenheit des Reeders, die Verantwortung für Schäden am Schiff zu übernehmen und die sich daraus ergebenden finanziellen und betrieblichen Konsequenzen selbst zu tragen.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Prof. Costa, — The Berthing Ship, The Dock & Harbour Authority, May/June/July, 1964

[2] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", Technischer Jahresbericht 1974, — Die Bautechnik, Heft 12, 1974

[3] Saurin, — Paper to the 6th World Petroleum Congress, Frankfurt, 1963

[4] Prof. Baker, — Paper to the XVIII International Navigation Congress, Rome, 1953

[5] Dr. Hooft, — Handling of Large Ships, Paper to the West European Conference on Marine Technology, Delft, 1974.

Abteilung II — Seeschiffahrt

Thema 5

Unterhaltung und Verbesserung der Fahrwassertiefen einschl. der Anwendung der Entwicklungen auf dem Gebiet der Baggergeräte sowie neuer Methoden der Ausbaggerung und der Baggergut-Ablagerung

Berichterstatter: Dipl.-Ing. Werner Dietze, Bauoberrat, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nordwest, Aurich; Dipl.-Ing. Friedrich Huismann, Baudirektor, Bundesministerium für Verkehr, Bonn; Dipl.-Ing. Joachim Knust, Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nordwest, Außenstelle Bremen; Dipl.-Ing. Fritz Reuter, Präsident der Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nord, Kiel; Dipl.-Ing. Hans-Joachim Sonntag, Oberbaurat, Strom- und Hafenbau Hamburg; Dr.-Ing. Alfred Welte, Vorstandsmitglied der Orenstein & Koppel AG, Lübeck; Dipl.-Ing. Gottfried Wolf, Wasser- und Schiffahrtsamt Hamburg.

Zusammenfassung

Der Bericht beschränkt sich auf die Unterhaltung und Verbesserung der Fahrwassertiefen in den Zufahrten zu den deutschen Seehäfen, da hier der Schwerpunkt der technischen und finanziellen Aufwendungen für Baggerungen liegt.

Es wird festgestellt, daß in den letzten Jahren in allen Zufahrten zu den deutschen Seehäfen Vertiefungsbaggerungen durchgeführt wurden und die Unterhaltungsbaggermenge z. Z. rd. 30 Mio m^3 pro Jahr beträgt.

Nach Darstellung des Umfanges der Vertiefungs- und Unterhaltungsmaßnahmen werden die wichtigsten Erfahrungen und neueren Entwicklungen der letzten 10 Jahre behandelt, die zur Rationalisierung und zum wirtschaftlicheren Einsatz der Baggersysteme geführt haben. Gleichzeitig werden Möglichkeiten zur weiteren Verbesserung der Baggersysteme sowie einige noch nicht gelöste Probleme aufgezeigt.

Hierbei wird insbesondere auf die für Unterhaltungs- und Vertiefungsbaggerungen wichtigen Hoppersaugbagger und Eimerkettenbagger eingegangen. Über Einzelsysteme der Hoppersaugbagger wird u. a. folgendes berichtet:

— Saugköpfe mit Druckwassereinrichtungen haben bei Vergleichsbaggerungen im Feinsand Mehrleistungen (bezogen auf die Pumpzeit) von rd. 90 % erbracht. Weitere Optimierung der Druckwasserstrahlleistung erscheint möglich,

— in der hydraulischen Förderanlage ist die Gesetzmäßigkeit für den Feststofftransport mit den Auswirkungen auf Strömungs- und Druckverluste noch weitgehend unbekannt. Die konstruktiven Entwicklungen der Baggerpumpen richten sich auf die Verbesserung des Wirkungsgrades und die Erhöhung der Lebensdauer von Gehäuse und Kreisel,

— Verbesserungen an den Laderaumeinrichtungen werden dargestellt, die das Absetzvermögen erhöhen und die Überlaufverluste vermindern,

— Erfahrungen mit den verschiedenen Verklappeinrichtungen werden dargestellt und auf neueste Entwicklungen wird hingewiesen, die zum Einbau nur eines einzigen Bodenschiebers an einem Ende des Laderaumes führen,

— bei den Verspüleinrichtungen wird unter anderem auf ein neues Verfahren hingewiesen, das die Fließeigenschaften des Ladegutes erhöhen und die Spülgemischkonzentration verbessern soll,

— mit den Meß- und Registriergeräten werden die Möglichkeiten eines Beladungsrechners zur Optimierung eines Teiles des Baggervorganges aufgezeigt.

Von den technischen Entwicklungen der Einzelsysteme auf Eimerkettenbaggern werden insbesondere dargestellt:

— die drei wichtigsten Antriebssysteme für die Eimerkette

diesel-hydrodynamisch
diesel-hydrostatisch und
diesel-elektrisch,

— Verbesserung der Unterturaslagerung durch Umstellung von Gleitlagerung auf Wälzlagerung,

— Verbesserungen zur Kontrolle und Überwachung des Baggervorganges,

— Maßnahmen zur Verminderung der Schallemissionen durch Einbau von Gelenklagern in die Eimerkette.

Der letzte Abschnitt des Berichtes befaßt sich mit Methoden der rationellen Baggerung und Baggergutablagerung. Hierin wird auf die Bedeutung genauer und häufiger Peilungen als Grundlage für einen effektiven Baggereinsatz eingegangen.

Es werden insbesondere die Probleme beim Baggern in Fahrwasserbereichen mit Dünenbildung dargestellt.

Generell werden die Vor- und Nachteile beim Einsatz von Hoppersaugbaggern, Eimerkettenbaggern, Cutterbaggern und sonstiger Baggergeräte für Vertiefungs- und Unterhaltungsaufgaben behandelt.

Bei den Methoden zur Baggergutablagerung werden die Erfahrungen mit Verklappen, Verspülen an Land und Verklappen mit anschließendem Verspülen (Klapp-Spül-Verfahren) vergleichend dargestellt.

Inhalt

		Seite
1.	Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwasser im deutschen Küstengebiet	181
2.	Generelle Darstellung der Methoden zur Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwassertiefen	182
3.	Entwicklungen auf dem Gebiete der Baggergeräte und deren Anwendung	183
3.1	Hoppersaugbagger	183
3.2	Eimerkettenbagger	191
4.	Methoden der rationellen Baggerung und Baggergutablagerung	197
4.1	Ortung und Peilung als Grundlage effektiver Baggermethoden	197
4.2	Vor- und Nachteile verschiedener Baggermethoden	198
4.3	Methoden zur Ablagerung des Baggergutes	202

1. Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwasser im deutschen Küstengebiet

1.1 Allgemeines

In der Bundesrepublik Deutschland ist nach der Verfassung der Bund Eigentümer der See- und Binnenschiffahrtsstraßen, die er durch eigene Behörden — die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes — verwaltet. Zur Verwaltung gehört u. a. die Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwassertiefen. Der Schwerpunkt der hierfür erforderlichen technischen und finanziellen Aufwendungen liegt im Bereich der Seeschiffahrtsstraßen und hier bei den Zufahrten zu den deutschen Seehäfen (Abbildung 1). Darum wird sich der Bericht auf diesen Bereich beschränken. Die Unterhaltung der Tiefen in den Häfen — teilweise auch in hafennahen Zufahrten — obliegt den Hafenverwaltungen der Länder und Kommunen.

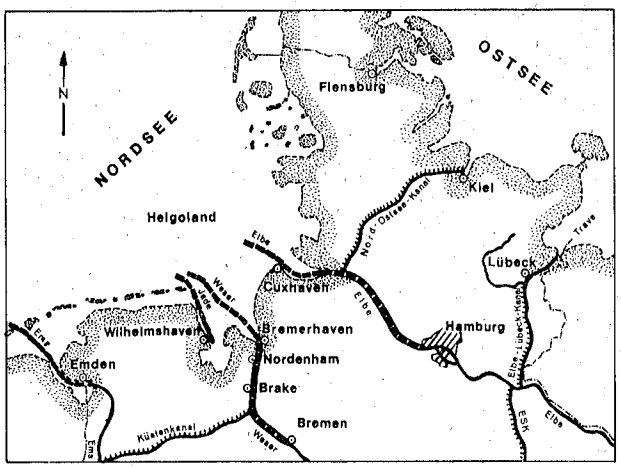


Abb. 1: Übersichtskarte der Zufahrten zu den deutschen Seehäfen

1.2 Umfang der Vertiefungsmaßnahmen in den Zufahrten zu den deutschen Seehäfen

Über die Probleme, die infolge der natürlichen Sandbewegungen längs der deutschen Küste für die Zufahrten zu den deutschen Seehäfen entstehen, wurde auf dem 23. Internationalen Schiffahrtskongreß 1973 unter Abteilung II Thema 2 [1] berichtet.

Der Umfang der Vertiefungsmaßnahmen wird aus folgender Übersicht erkennbar:

Seeschiffahrts-straße	Zufahrt zum Hafen	Ausbautiefe 1975	Vertiefung in den letzten 30 Jahren um	Vertiefung wird z. Zt. durchgeführt auf
Außenems bis Leichterplatz	Emden	12,5 m u. SKN	2,0 m	—
Ems bis Emden	Emden	8,5 m u. SKN	1,5 m	—
Jade	Wilhelmshaven	18,5 m u. SKN	8,5 m	—
Außenweser	Bremerhaven	12,0 m u. SKN	2,0 m	—
Unterweser	Bremen	8,0 m u. SKN	1,0 m	9,0 m u. SKN
Elbe	Hamburg	12,0 m u. MTnw	2,0 m	13,5 m u. MTnw
Untertrave bis Lübeck-Siems	Lübeck	9,5 m u. MW	1,0 m	—
Untertrave weiter bis Lübeck-Stadthäfen	Lübeck	8,5 m u. MW	—	9,5 m u. MW

u. SKN = unter Seekartennull
u. MTnw = unter mittlerem Tidenniedrigwasser
u. MW = unter mittlerem Wasserstand

1.3 Umfang der Unterhaltungsmaßnahmen in den Zufahrten zu den deutschen Seehäfen

Der Unterhaltungsaufwand für die Erhaltung der erreichten Fahrwassertiefen wird wesentlich durch die anfallenden Unterhaltungsbaggermengen bestimmt. Die Unterhaltung der Strombauwerke (Buhnen, Leitdämme) ist im Vergleich zum Baggeraufwand von untergeordneter Bedeutung.

Folgende Übersicht zeigt den derzeitigen Umfang der jährlichen Unterhaltungsbaggermengen in den Zufahrten zu den deutschen Seehäfen. Die angegebenen Baggermengen stellen Mittelwerte dar, bzw. beruhen sie auf Schätzungen, wenn sich die Zufahrt im Ausbau befindet.

Seeschiffahrtsstraße	Ausbautiefe 1975	Unterhaltungsbaggermenge in Mio m^3/Jahr
Außenems bis Leichterplatz	12,5 m u. SKN	8,8
Ems bis Emden	8,5 m u. SKN	
Jade	18,5 m u. SKN	7,1
Außenweser	12,0 m u. SKN	5,5
Unterweser	8,0 m u. SKN	
Elbe	12,0 m u. MTnw	9,2
Untertrave bis Lübeck-Siems	9,5 m u. MW	—
Untertrave weiter bis Lübeck-Stadthäfen	8,5 m u. MW	—
		30,6

1.4 Ausführung der Aufgaben zur Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwassertiefen

Die Verbesserung der Fahrwassertiefen, d. h. der Ausbau der Zufahrten wurde überwiegend von deutschen und europäischen Baggerunternehmungen im Auftrage der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes durchgeführt.

Die Unterhaltung der erreichten Ausbautiefen führt die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes überwiegend mit eigenen Baggergeräten durch.

2. Generelle Darstellung der Methoden zur Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwassertiefen

Die vielfältigen Mittel und Methoden zur Verbesserung und Unterhaltung der Fahrwassertiefen lassen sich generell in 2 Hauptgruppen einteilen: Durch die indirekte Methode wird mit Hilfe von Strombaumaßnahmen wie Buhnen, Leitdämmen u. ä. Bauwerken Einfluß auf die natürlichen Kräfte genommen, die eine Querschnittsausbildung des Fahrwassers bewirken. Über die Anwendung dieser Methode im Bereich der Zufahrten zu den deutschen Seehäfen ist ebenfalls eingehend auf dem 23. Internationalen Schiffahrtskongreß 1973 unter Abteilung II Thema 2 [1] berichtet worden. Die direkte Methode ist die künstliche Querschnittsgestaltung der Fahrwasser durch Baggerungen. Baggerungen führen zwar direkt zum Ziel, müssen jedoch, um das erreichte Ziel zu erhalten, oft mit erheblichem finanziellem Aufwand ständig fortgeführt werden.

Eine zweckmäßige Kombination beider Methoden hat auf den deutschen Seeschiffahrtsstraßen oberhalb der Mündungsstrecken zu wirtschaftlichen Lösungen der Unterhaltung der Fahrwassertiefen geführt. Je weiter sich jedoch die Vertiefungsmaßnahmen in die Mündungstrichter und die offene See erstrecken, um so unwirksamer und unwirtschaftlicher wird nach heutigem Stand der Baggergerätetechnik die indirekte Methode und um so mehr werden Baggerungen erforderlich.

Mit der Notwendigkeit, aufgrund der Schiffsgrößenentwicklung die Zufahrten zu den deutschen Seehäfen zu vertiefen, wuchs auch der Bedarf an leistungsfähigen Baggergeräten. Die heute erreichten Ausbautiefen lassen sich nur noch mit modernen leistungsfähigen Baggersystemen wirtschaftlich unterhalten. Hohe Kosten dieser Baggersysteme zwingen das Baggergewerbe und die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes, alle Anstrengungen zu unternehmen, diese Systeme so rationell wie möglich zu gestalten und einzusetzen.

Die wichtigsten Erfahrungen und neueren Entwicklungen, die in den letzten 10 Jahren auf diesem Gebiet zu verzeichnen sind, sollen in den nachfolgenden Abschnitten behandelt werden.

3. Entwicklungen auf dem Gebiet der Baggergeräte und deren Anwendung

3.1 Hoppersaugbagger

Nachfolgend wird auf die Einzelsysteme der Baggereinrichtung, ihre Entwicklung in den letzten Jahren und auf noch ungelöste Probleme bei diesen Anlagen eingegangen.

3.1.1 Saugkopfentwicklungen

Saugköpfe haben die Aufgabe, den zu baggernden Feststoff von der Gewässersohle zu lösen, mit Wasser zu suspendieren und das dabei entstehende Gemisch der Saugrohrleitung zuzuführen. Zur Erreichung einer hohen Ertragsleistung der Bagger soll dieses Gemisch eine hohe Konzentration an Feststoffen haben. Dem ist jedoch eine Grenze gesetzt dadurch, daß zwischen der Baggerpumpe und der Saugöffnung ein Differenzdruck von nur etwa einer Atmosphäre zur Verfügung steht, der auch nicht durch eine höhere Leistung der Baggerpumpe vergrößert werden kann.

Neben dieser wichtigen Aufgabe eines Saugkopfes, nämlich der Lieferung eines Volumenstroms, ist aber auch der erforderliche Zugbedarf beim Schleppen über Grund von Bedeutung, der von der Antriebsanlage des Baggers aufgebracht werden muß.

Es war daher notwendig, neue Saugköpfe zu entwickeln, die durch eine Steigerung des Feststoffvolumenstromes und eine Verminderung des Zugbedarfs gekennzeichnet sind. Ferner mußte nach Möglichkeiten zur Auflockerung des zu baggernden Bodens und dadurch zur Verbesserung der Baggerbarkeit gesucht werden.

Über Versuche mit vorhandenen Saugköpfen sowie über Modelluntersuchungen, die zu neuen Saukopfformen mit und ohne Druckwasseraktivierung führten, ist auf dem XXI. und XXII. Schiffahrtskongreß durch Witt [2] und Kobus [3] ausführlich berichtet worden.

Systematische Versuchsreihen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, führten zu der Erkenntnis, daß mit einer Reihe von Druckwasserdüsen, die an der Vorderkante der Saugöffnung nebeneinander und dicht über der Bodenoberfläche angeordnet sind, erhebliche Mehrleistungen erreicht werden können. Der Bauart der „Berliner" Saugköpfe ließ den Einbau der Zuführungen von Druckwasser zu. Als erster Bagger wurde „Ludwig Franzius" 1964 mit diesen Saugköpfen ausgerüstet. Vergleichsbaggerungen ergaben im Feinsand eine Mehrleistung, bezogen auf die Pumpzeit, bis zu etwa 90 % gegenüber einem gleichen Bagger ohne Druckwassereinrichtung. Bei weniger feinem Baggergut war die erreichte Mehrleistung durch Druckwasser wegen des ohnehin größeren Porenvolumens und der damit geringeren Kohäsionskräfte zwischen den Sandpartikeln entsprechend niedriger. Durchschnittlich konnte bei den in den Mündungsgebieten der deutschen Nordseeküste vorkommenden Bodenarten eine Erhöhung der Ertragsleistung um 30 bis 40 % erreicht werden.

Es kann festgestellt werden, daß sich heute auch bei anderen Saugkopfbauarten Druckwassereinrichtungen zunehmend durchsetzen.

In Großversuchen wurde u. a. auch nachgewiesen, daß bei Baggerungen mit druckwasseraktivierten Saugköpfen wegen der Bodenaufquellung eine geringere Geschwindigkeit über Grund günstiger ist als bei Saugköpfen ohne Druckwassereinrichtung. Damit ist eine Verminderung der Vortriebsleistung des Baggers verbunden, wenn auch ein Teil dieser Einsparungen durch die Antriebsleistung der Druckwasserpumpen wieder ausgeglichen wird.

Mit den üblichen Saugkopfformen konnten zahlreiche prinzipielle Fragen geklärt werden, es fehlen aber noch entscheidende Untersuchungen über die Teilchenaufnahme durch die Saugströmung, ebenso aber auch über die Bodenauflockerung durch Druckwasser. Weitere Untersuchungen sind zur Optimierung der Druckwasserstrahlleistung sowie der Größe und Anzahl der Strahldüsen notwendig.

3.1.2 Hydraulische Förderanlagen

Das vom Saugkopf suspendierte Bodenmaterial wird durch die hydraulische Förderanlage zum Hopperraum transportiert. Sie besteht aus der Saug- und Druckrohrleitung sowie der Baggerpumpe.

Der atmosphärische Druck und der Sättigungsdruck des Wasserdampfes setzen dem nutzbaren Druckgefälle zwischen der Umgebung des Saugkopfes und der Baggerpumpe enge Grenzen. Dieses geringe Druckgefälle muß so weit wie möglich für die Förderung der Feststoffe genutzt werden.

Bei sehr großen Baggertiefen, wie sie sich z. B. bei der Gewinnung von Sand im offenen Meer ergeben können, reichen die Saugtiefen bei der konventionellen Unterbringung der Baggerpumpen im Schiff aber nicht mehr aus. In solchen Fällen werden die Baggerpumpen unmittelbar auf den Saugkopf gesetzt oder in das Saugrohr eingebaut. Der Wirkungsgrad einer solchen Pumpenanlage kann insbesondere bei Saugtiefen von mehr als 30 Metern erheblich verbessert und die Leistung des Baggers entsprechend gesteigert werden. Der Antrieb dieser Unterwasserpumpen erfolgt elektrisch oder ölhydraulisch. Problematisch ist hierbei das beträchtlich höhere Gewicht eines solchen Saugrohres und die Sicherung der Pumpen gegen Beschädigungen oder gar Verlust durch Hindernisse.

Der Durchmesser der Saugrohrleitung ist in den meisten Fällen größer als der der Druckleitung. Es wird daher notwendig sein, die optimalen Bedingungen für den Feststofftransport in der Saugrohrleitung zu definieren und der Messung und damit der Steuerung des Baggervorgangs zugänglich zu machen.

In der Druckrohrleitung eines Baggers selbst spielen die auftretenden Verluste eine nur untergeordnete Rolle. Auf Druckverluste in Spülrohrleitungen, die für die erreichbare Spülweite entscheidend sind, soll im Rahmen dieser Abhandlung nicht eingegangen werden.

Die Druckrohrleitung hinter der Baggerpumpe kann in den meisten Fällen einen vertikalen Abschnitt erhalten, der als Meßstrecke dient, und der so lang ist, daß sich im Meßbereich eine weitgehend homogene Feststoffverteilung über den Rohrquerschnitt einstellt.

Über die Auslegung und den Betrieb von Baggerpumpen und Rohrleitungen sind in den letzten Jahren zahlreiche Veröffentlichungen erschienen. Darin wird hauptsächlich auf den Betriebsbereich eingegangen, der sich aus den Kennlinien der Pumpe und der Rohrleitung einerseits und der Charakteristik des Antriebes und der Kavitationsgrenze andererseits ergibt. Da die Pumpen-Kennlinien nur im Großversuch mit Wasser ermittelt werden können, wird versucht, die Einflüsse der Bodenarten und Konzentrationen, d. h. der spezifischen Gewichte der geförderten Gemische durch vergleichende Messungen und Untersuchungen zu bestimmen. Die praktische Feststellung des Arbeitspunktes der Baggerpumpe im Kennlinienfeld ist für die wirtschaftliche Betriebsführung von erheblicher Bedeutung. Für die Anwendung an Bord fehlen aber noch weitgehend die dazu erforderlichen Unterlagen und Anweisungen, nicht zuletzt auch die entsprechende Unterrichtung des führenden Baggerpersonals.

Die konstruktiven Entwicklungen der Baggerpumpen richteten sich neben der Verbesserung des Wirkungsgrades besonders auf die Auswahl geeigneter Werkstoffe für Pumpengehäuse und Kreisel, um deren Lebensdauer zu erhöhen. Dabei lassen sich zwei Entwicklungsrichtungen erkennen, nämlich die Verwendung hochverschleißfester und z. T. nahezu glasharter Werkstoffe, bei denen ein hoher Feststoffdurchsatz erwartet wird. Diese Gehäuse und Kreisel werden bis zu einem bestimmten Verschleiß in Betrieb gehalten, können aber aufgrund ihrer Werkstoffeigenschaften nicht aufgearbeitet werden. Die andere Richtung verfolgt ebenfalls die Anwendung hochverschleißfester Werkstoffe, die aber wegen ihres niedrigen Kohlenstoffgehaltes schweißbar sind und nach einer gewissen Betriebszeit mindestens teilweise wieder aufgearbeitet werden können. Gehäuse und Kreisel aus diesem Werkstoff sind im allgemeinen aber wegen der hochwertigeren Legierungsbestandteile merklich teurer. Über einen Wirtschaftlichkeitsvergleich dieser beiden Richtungen ist leider noch nichts bekannt geworden.

Einen Sonderfall stellt die sog. Doppelwandpumpe des IHC Holland dar, deren inneres Gehäuse ohne Gefährdung bis zum Eintreten von Undichtigkeiten verschleißen kann, was durch Änderung des Druckes im Wassermantel zwischen innerem und äußerem Gehäuse festgestellt werden kann. Die Verwendung von Doppelwandpumpen erscheint vorzugsweise günstig, wenn stark verschleißende Materialien gefördert werden.

3.1.3 Laderaumeinrichtungen

Die Laderaumeinrichtungen haben die Aufgabe, das von der hydraulischen Förderanlage gelieferte Baggergut vom Transportmittel Wasser zu trennen und im Laderaum für den Transport zur Deponie zu speichern.

Um das Absetzen der Feststoffe zu begünstigen, muß die Durchströmung des Laderaumes möglichst ungestört verlaufen. Das bedeutet, daß das Gemisch mit hoher Konzentration bereits möglichst turbulenzfrei in den Hopperraum eingeleitet und der Laderaum besonders im oberen Füllungsbereich weitgehend von störenden Einbauten, wie Gestängen und Querträgern, freigehalten wird.

Die Zeit für die Beladung des Hopperraumes und der optimale Füllungsgrad sind stark von der Korngröße bzw. der Kornzusammensetzung des gebaggerten Gemisches abhängig. Die Größe eines Hopperbaggers wird maßgeblich durch die Ladefähigkeit und die Abmessungen des Laderaumes bestimmt. Ebenso steht die Leistung der Baggerpumpen in einer Beziehung zur Laderaumgröße, um ein befriedigendes Absetzen der Feststoffe zu erreichen. Richtwerte hierfür von Scheffauer [4] und Marnitz [5] sind auf die Laderaumoberfläche bezogen und gelten offenbar nur für normale Raumverhältnisse.

Heute wird jedoch zunehmend die Auffassung vertreten, daß die Pumpenleistung nach dem Volumen des Laderaumes zu bestimmen sei. Um zu optimalen Richtwerten für die Abhängigkeit der Pumpenleistung von der Laderaumgröße zu kommen, sind daher noch Untersuchungen vorzunehmen.

Zur Einleitung des Gemisches in den Laderaum verwendet man üblicherweise auch heute noch über dem Laderaumbereich oben offene Rinnen, für die sich am Einlaufende eine breite Fächerung bewährt hat. Als günstig hat sich ergeben, wenn der letzte Teil der Beladerinne tiefer als der Flüssigkeitsspiegel im Laderaum gelegt wird, damit das strömende Gemisch noch innerhalb der Rinne verwirbelt und ihm dadurch Energie entzogen wird. Da das einströmende Gemisch zur Durchströmung des Laderaums in entgegengesetzte Richtung umgelenkt werden muß, ist der Einbau entsprechend ausgebildeter mit Gummi oder Verschleißplatten bewehrter Umlenkschürzen zweckmäßig. Mit solchen Schürzen konnte das Absetzvermögen der Feststoffe beispielsweise auf dem Bagger „Ludwig Franzius" erheblich verbessert werden [6].

Anstelle der offenen Beladerinnen werden heute vielfach auch Beladerohre verwendet, insbesondere dann, wenn der Laderaum ganz oder teilweise geschlossen ist. Eine visuelle

Beobachtung des Gemischstromes ist hierbei nicht mehr möglich, und das Baggerpersonal ist ausschließlich auf die Informationen durch diverse Anzeigeinstrumente angewiesen. Die Einleitung des Gemisches erfolgt hierbei durch in den Laderaum hineinragende Rohre oder durch Kästen, aus denen das Gemisch in den Laderaum beruhigt hineinfließt. Anstelle von solchen oberhalb des Niveaus angeordneten querliegenden Verteilerkästen können auch tief herabgezogene Schächte eingebaut werden mit Auslauföffnungen, aus denen das Gemisch entsprechend der Höhe der bereits abgesetzten Ladung austritt.

In neuester Zeit findet man jedoch auch Gemischeinleitungen über der Laderaummitte und Überläufe an beiden Enden.

Ein Beispiel hierfür ist der für die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes im Bau befindliche Bagger, den Welte in [7] beschrieben hat.

Von zahlreichen verschiedenen Überlaufeinrichtungen haben sich heute die Formen durchgesetzt, die dem Gemisch eine möglichst lange Durchströmung des Laderaumes ermöglichen. Nur auf diese Weise gelingt es, auch feinkörniges Baggergut mit entsprechend niedriger Sinkgeschwindigkeit im Laderaum absetzen zu lassen und die Überlaufverluste gering zu halten.

Durch die schon erwähnte breite Fächerung der Beladerinnen am Einlauf und einen über die ganze Breite des Laderaumes reichenden Überlauf am entgegengesetzten Ende wird der Gemischstrom über eine große Laderaumoberfläche verteilt, wie es in [6] beschrieben wurde.

In diesem Zusammenhang sei auf ein bekanntes Phänomen hingewiesen, das ebenfalls Einfluß auf die Absetzvorgänge in der Nähe des Überlaufes hat. Die Überlaufkante des Wehres kann im allgemeinen als praktisch scharf angesehen werden. Der Überlaufstrom in die Ablaufrinne erfährt nach den physikalischen Gesetzmäßigkeiten eine Kontraktion und dadurch eine Beschleunigung. Hierdurch entsteht eine kräftige Sogwirkung und als Folge davon eine stärkere Kolkbildung vor dem Wehr. Dieser Bereich geht daher für das Absetzen des Baggergutes besonders in der letzten Phase der Beladung verloren und die Überlaufverluste steigen verstärkt an. Erfahrungen und entsprechende Maßnahmen auf dem Hopperbagger „Ludwig Franzius" haben gezeigt, daß es gelingt, auch Feinsand bis zur Höhe des Überlaufes (und sogar noch etwas darüber) ablagern zu lassen, wenn der Abfluß nach außenbords soweit gedrosselt wird, daß sich ein bis in die Überlaufrinne hineinreichender Rückstau einstellt, der ein ruhiges Überfließen des Wassers bewirkt und die Überlaufverluste merklich vermindert. Durch zweckmäßige Ausführung der Laderaumeinrichtungen ist es heute durchaus möglich, eine durchschnittliche Beladung von mehr als 85 % des Laderaumvolumens auch bei Feinsand zu erreichen.

3.1.4 Verklappeinrichtungen

Zur Entleerung des Laderaumes an der Verklappstelle haben sich Bodenklappen, Bodenventile und Schieber bewährt. Gegenüber den über die ganze Länge des Laderaumes verteilten Bodenklappen erfordern Ventile und neuerdings Längsschieber zwischen den einzelnen Auslaßöffnungen Stege, die meist als Sättel ausgebildet werden. Die Zeit für das Verklappen der Ladung wird durch den so verringerten Gesamtquerschnitt der Bodenauslässe um 20 bis 30 % verlängert. Da aber die Verklappzeit nur einen verschwindend kleinen Teil der Umlaufzeit ausmacht, ist eine solche Verzögerung praktisch ohne Bedeutung.

Nachteilig bei Bodenklappen sind die zur Betätigung erforderlichen Gestänge oder Ketten, die durch den Laderaum gehen und den Durchfluß stören. Beachtlich sind aber auch die häufigen erheblichen Reparaturen an Abdichtungen, Gelenken und anderen Teilen, die nur im Dock ausgeführt werden können. Demgegenüber sind die Bodenventile zwar teurer in der Investition, erfordern aber einen geringeren Reparaturaufwand. Ein Auswechseln beschädigter Ventile ist unter günstigen Umständen auch bei schwimmendem Schiff möglich. Bodenventile schließen erfahrungsgemäß dichter ab als Klappen. Beide Ausführungsformen haben in den meisten Fällen den Nachteil, daß sie beim Verklappen der Ladung ein Stück unter den Schiffsboden hinausragen

und dadurch der Gefahr von Bodenberührungen ausgesetzt sind, wenn sie nicht durch einen Rezeß im Boden entsprechend höher eingebaut werden. Ein solcher Rezeß vermindert aber die Freifahrtgeschwindigkeit des Schiffes und wirkt durch die Schwerpunktverschiebung der Ladung nach oben stabilitätsmindernd.

Diese Nachteile werden beim Einbau von Bodenschiebern vermieden, die in Quer- oder Längsrichtung betätigt werden können. Bei Querschiebern sind Einzelantriebe üblich, im allgemeinen hydraulisch, während Längsschieber durch seitliche Gestänge verbunden gemeinsam durch hinter und vor dem Laderaum angeordnete hydraulische Zugzylinder geöffnet oder geschlossen werden. Einigen konstruktiven Aufwand erfordert die Abdichtung der Schieber, die den Laderaum in leerem Zustand gegen den äußeren Wasserdruck, in beladenem Zustand jedoch gegen den inneren Ladungsdruck abdichten müssen. Ein besonderer Vorteil von Bodenschiebern, aber auch von Bodenklappen, die in offener Stellung nicht unter die Ebene des Schiffsbodens schlagen, liegt in der Ansteuerung flacherer Verklappstellen, die im allgemeinen auch weniger weite Fahrwege erfordern und somit zur Steigerung der Ertragsleistung beitragen. Derartige Klappstellen erodieren erfahrungsgemäß weniger und vermeiden damit stärker das Wiedereintreiben des verklappten Baggergutes. Ihre Benutzung erfordert eine flachere Bauweise der Bagger. Örtliche Verhältnisse und Möglichkeiten sind für die Wirtschaftlichkeit maßgebend.

Neueste Versuche und Entwicklungen führten bei dem im Bau befindlichen Bagger für die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes zum Einbau nur eines Bodenschiebers an einem Ende des Laderaumes. Durch Wasserzugabe auf die Ladung und durch Steigerung der Fließfähigkeit des Baggergutes, durch Zusatzwasserdüsen im Laderaumboden wird die Ladung durch die Bodenöffnung hinausgespült. Das Verfahren wird durch glatte Seitenwände und den zum Bodenschieber hin geneigten Laderaumboden begünstigt.

3.1.5 Verspüleinrichtungen

Das aus den Fahrrinnen gewonnene Baggergut wird heute in zunehmendem Maße zur Aufhöhung von Gelände und für andere Bauzwecke durch Aufspülen an Land deponiert.

Für das Absaugen der Ladung aus dem Hopperraum kommen bisher zwei Verfahren zur Anwendung. Am bekanntesten und überwiegend verwendet ist das Längsabsaugverfahren, bei dem durch sog. Oberklappen ein über die ganze Länge des Laderaumes durchlaufender Kanal gebildet wird. Durch allmähliches Öffnen der Oberklappen in bestimmter Reihenfolge fällt das Baggergut durch seine eigene Schwerkraft in den Kanal und wird zusammen mit dem am äußeren Ende von außenbords zugeführten Zusatzwasser von den Baggerpumpen abgesaugt und an Land verspült.

Nachteilig bei diesem Verfahren ist, daß der Ladung durch den Absaugvorgang weitgehend das Porenwasser entzogen wird und die Fließfähigkeit des Ladegutes innerhalb des Laderaumes erheblich vermindert oder gar gänzlich aufgehoben wird. Dies führt zu Brückenbildungen und dadurch zu Unregelmäßigkeiten und Unterbrechungen des Absaugvorgangs und auch zu Einstürzen größerer Massen im Laderaum und damit zum Zuschütten der Absaugkanäle. Dieser letzteren Gefahr kann man dadurch begegnen, daß die einzelnen Oberklappen nur bis zu etwa 50 % geöffnet werden. Unter den Klappen verbleibt dadurch ein Raum, durch den das Zusatzwasser fließen kann und den Kanal von den hineingestürzten Sandmassen wieder freispült.

Ein anderes Absaugverfahren, das als Querspülverfahren bezeichnet wird, ist bisher in der Bundesrepublik Deutschland nicht angewendet worden.

In Modell- und Großversuchen wurden diese Absaugverfahren untersucht und führten zu einer neuen und sicher auch für die Zukunft erfolgversprechenden Methode [7]. Bei diesem Verfahren werden die durch das Porenwasser vorhandenen Fließeigenschaften des Ladegutes noch erhöht,

indem wahlweise größere Mengen Zusatzwasser auf die Oberfläche der Ladung geleitet werden und das Ladegut durch eine Reihe von Zusatzwasserdüsen am Boden des Laderaumes zum „Schwimmen" gebracht wird. Das so aufbereitete Gemisch wird am Ende des Laderaumes über einen vertikalen Drehschieber in einen Absaugkasten gespült, wo durch entsprechende Zugaben von Sekundärwasser die für das Anlandpumpen erforderliche Konzentration eingestellt wird. Durch entsprechende Steuerung der Zusatzwassermengen läßt sich die Gemischkonzentration höher und gleichmäßiger einstellen, als es bei den herkömmlichen Verfahren möglich ist.

Für das Ankuppeln der Landrohrleitung an die Bordrohrleitung wurden bisher überwiegend Kugelgelenkkupplungen verwendet, deren beide Teile miteinander verschraubt werden müssen oder durch hydraulische Klauen miteinander verbunden werden. Ausgezeichnet bewährt hat sich in letzter Zeit eine Gummilippendichtung, bei der das anzukuppelnde Rohr berührungsfrei in eine Tasche des bordseitigen Rohranschlusses eingefahren wird. Beim Anstellen der Pumpen bläht der entstehende Druck die Lippendichtung auf und bewirkt eine sofortige und absolute Abdichtung der Anschlußstelle.

3.1.6 Meß- und Registriergeräte

Zur Messung und Anzeige der Vorgänge beim Baggern sind erst spät, d. h. in den letzten beiden Jahrzehnten Geräte entwickelt und eingebaut worden. Einige dieser Geräte gehören heute zur Standardausrüstung moderner Schleppkopfsaugbagger, insbesondere Produktionsmesser mit Anzeige der Durchflußmenge, der Konzentration im geförderten Gemisch und der gebaggerten Feststoffmengen. Hinzu kommen Registriergeräte für Verdrängung, Trimm und Krängung, Ortungsgeräte und andere. Im Rahmen dieser Abhandlung ist es nicht möglich, über alle für den Baggerbetrieb entwickelten Geräte zu berichten und ihre Aussagefähigkeit zu beurteilen.

Die überwiegende Anzahl der Geräte hat den Zweck, dem verantwortlichen Baggerpersonal Meßwerte über die nicht sichtbaren Vorgänge in der Baggeranlage zu liefern, um eine Anpassung der Baggereinrichtungen an optimale Betriebsbedingungen zu ermöglichen. Obwohl dies gern behauptet wird, sind die verschiedenartigsten Einflüsse bisher nur wenig erforscht, so daß man von einer Optimierbarkeit noch weit entfernt ist.

Eine hinreichend sichere Aussage erhält man von den Konzentrationsmeßanlagen, die üblicherweise mit den Radioisotopen Kobalt oder Cäsium nach der Gammastrahlen-Absorptionsmethode arbeiten.

Die Geräte sollten möglichst an der vertikalen Rohrleitung oberhalb der Baggerpumpen installiert werden, weil dort eine verhältnismäßig homogene Verteilung des Gemisches über den Rohrquerschnitt vorhanden ist. Bei der Anordnung sollte aber auch darauf geachtet werden, daß von der Isotopenstrahlung eine möglichst große Querschnittsfläche und nicht nur ein kleiner Ausschnitt erfaßt wird.

Das gilt auch für die Durchflußgeschwindigkeitsmesser, die im allgemeinen nach einem induktiven Meßverfahren arbeiten. Diese Geräte messen recht genau die Fördergeschwindigkeit eines homogenen Mediums, beim Bagger die Geschwindigkeit des reinen Wassers. Nach physikalischen Gesetzmäßigkeiten werden aber Feststoffe nur durch Energieabgabe vom strömenden Wasser transportiert und im Gemisch in Schwebe gehalten. Das bedeutet, daß Feststoffe nur mit einem gewissen Schlupf gegenüber dem Wasser gefördert werden können. Nach neueren Untersuchungen ist dieser Schlupf von der Korngröße des Sandes im Gemisch abhängig. Es ist daher das Ziel, die wahre Transportgeschwindigkeit der Feststoffe zu messen, so daß die Geschwindigkeitsanzeige durch Multiplikation mit dem Konzentrationswert die wirkliche Produktionsmenge ergibt.

Die angezeigten Werte und die angestrebte Optimierung der geförderten Feststoffmengen werfen aber noch weitere Probleme auf, die noch zu lösen sind. Entscheidend für eine optimale

Förderung sind die Strömungsverhältnisse im geneigten Saugrohr mit asymmetrischer Geschwindigkeits- und Konzentrationsverteilung, über die Untersuchungen noch weitgehend fehlen. Die Schwierigkeit liegt nach grundsätzlicher Klärung dieser Verhältnisse dann insbesondere in der Ermittlung der funktionalen Zusammenhänge zwischen den aus den Meßgebern in der Druckleitung erhaltenen Meßwerten und den für das Saugrohr maßgebenden Bedingungen, wobei auch der üblicherweise größere Querschnitt des Saugrohres gegenüber der Druckrohrleitung von mitentscheidendem Einfluß ist.

Die Anzeige- und Registriergeräte für die Verdrängung werden durch Tiefgangsmesser gesteuert. Die Geber für den Tiefgang werden im allgemeinen in unmittelbarer Nähe des Brückenaufbaues, d. h. hinter dem Laderaum eingebaut. Durch die Vertrimmung des Schiffes, besonders bei leerem oder teilbeladenem Laderaum, erhält man daher keine wahre Verdrängungsanzeige. Eine Umrechnung über das Trimmkurvenblatt ist für den Bordbetrieb zu aufwendig und wird daher unterlassen. Eine Auswertung der Beladungsdiagramme stößt daher auf Schwierigkeiten, denn auch die Trimmanzeigen, die meist durch ein Pendel erfolgen, sind wegen der geringen Verstellkräfte unzuverlässig.

Bei anderen Geräten werden Tiefgänge gleichzeitig im Vor- und Hinterschiff gemessen und übertragen und geben über ein entsprechend gesteuertes Lineal die Trimmlage des Schiffes an und erlauben wenigstens eine Ablesung des mittleren Tiefgangs.

Wesentlich zuverlässiger läßt sich der wahre Tiefgang durch eine kapazitiv arbeitende Seilsonde messen, zumal wenn diese etwa im Wasserlinienschwerpunkt des Schiffes angeordnet wird. Diese Seilsonden werden in der Achse eines vertikalen dickwandigen Rohres verlegt und liefern entsprechend ihrer Benetzung durch das Wasser elektrische Ausgangssignale, die in andere Geräte eingegeben werden können. Da die Seilsonde durch das Rohr geschützt ist, kann sie an der richtigen Stelle auch im Laderaum eingebaut werden. Eine solche Seilsonde für die Tiefgangsmessung und eine gleiche Sonde zur Messung der bei Beginn einer Baggerung im Laderaum vorhandenen Restwassermenge sind auf dem Bagger „Ludwig Franzius" vor mehreren Jahren zur Eingabe von Meßsignalen in einen Analogrechner zur Optimierung der Beladung mit Baggergut eingebaut worden.

Aus den fortlaufend gemessenen Tiefgängen des Baggers werden die Verdrängungskurven oder Beladungsdiagramme registriert, die aber nur die aus veränderlichen Anteilen an Feststoffen und Wasser bestehende Gesamtzuladung anzeigen. Die laufende Errechnung der allein interessierenden Feststoffmengen im Laderaum ist nur durch einen Analogrechner möglich, wie es in [8] und [9] ausführlich beschrieben wurde.

Die Besonderheit dieses Beladungsrechners liegt neben der Angabe der im Laderaum befindlichen Feststoffmengen in der zusätzlichen Errechnung und ebenfalls laufenden Registrierung der spezifischen Baggerleistung $\tan \lambda = \frac{V_s}{T_u}$, nämlich der gebaggerten Feststoffmengen bezogen auf die seit Ende der vorhergegangenen Baggerung abgelaufenen Zeit, in der die Baggerzeit und die Fahrzeit zur Klappstelle und zurück enthalten sind. Diese Methode ist als das sog. Tangentenverfahren bekannt.

Die Kurve der spezifischen Leistung gibt dem Baggermeister durch einen Maximalwert an, wann die wirtschaftlich günstigste Laderaumfüllung erreicht ist und er die Baggerung abzubrechen hat. Dieses Verfahren ist wesentlich genauer als die oftmals empirisch ermittelte Baggerzeit, weil Baggerungen selbst an der gleichen Stelle stets unterschiedlich ausfallen und diese Abweichungen von vorgegebenen Durchschnittswerten erheblich sind.

Der Beladungsrechner ist offenbar bis heute das einzige Gerät, mit dem zumindest ein Teilprozeß auf Schleppkopfsaugbaggern optimiert werden kann.

3.1.7 Antriebseinrichtungen

Die Hauptmaschinenanlage eines Schleppkopfsaugbaggers hat zwei Aufgaben zu erfüllen, nämlich

a) die Leistung für den Vortrieb des Schiffes bei Freifahrt und beim Baggern zu liefern und

b) die Baggerpumpen anzutreiben.

Obwohl es keine festen Regeln gibt, nach denen die Hauptantriebsanlage ausgewählt und bemessen werden könnte, kann die Beachtung einiger Richtlinien die Wahl der Antriebsanlage erleichtern.

Eines der wichtigsten Merkmale ist die Lage des Baggerpumpenraumes, ob dieser vor oder hinter dem Laderaum angeordnet werden soll. Bei Baggern mit zwei Laderäumen wird der Pumpenraum zwischen diesen angeordnet.

Aus maschinentechnischer Sicht hat ein hinter dem Laderaum gelegener Pumpenraum neben betrieblichen Vorteilen die am wenigsten aufwendige Anlage. Die Entscheidung über die Lage des Pumpenraumes wird jedoch davon beeinflußt, ob es möglich ist, die für größere Baggertiefen erforderlichen Saugrohre noch auf dem Hinterdeck ablegen und dort Reparaturen ausführen zu können.

Bei einem vorn gelegenen Pumpenraum steht für die Ablage der Saugrohre ausreichend Raum neben dem Laderaum zur Verfügung.

Bei hinter dem Laderaum befindlichem Pumpenraum liegt es nahe, für den Vortrieb des Schiffes und für den Antrieb der Baggerpumpen eine reine Dieselanlage zu wählen. Man verwendet in diesem Fall langsam oder mittelschnell laufende Motoren, die sowohl die Propeller als auch über einen zweiten Abtrieb nach vorn die Baggerpumpen antreiben. Propellerwellen und Pumpenwellen müssen durch im Betrieb schaltbare Kupplungen mit dem Dieselmotor verbunden oder von ihm getrennt werden können. Die Motorenleistung ergibt sich aus der erforderlichen Antriebsleistung der Baggerpumpe und der beim Baggern benötigten Vortriebsleistung des Schiffes. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß die Gesamtleistung der Motorenanlage für die Freifahrt des Baggers zur Verfügung steht, womit eine Fahrgeschwindigkeit von 12 bis 14 sm/h erreicht werden kann.

Wegen der unterschiedlichen Belastung der Propeller bei Freifahrt und beim Baggern werden die Wellen häufig mit Verstellpropeller ausgerüstet, um für beide Betriebszustände einen optimalen Propellerschub und eine gute Manövrierfähigkeit zu erhalten.

Befindet sich der Baggerpumpenraum vor dem Laderaum, so können die Pumpen natürlich ebenfalls durch Dieselmotoren angetrieben werden. Es empfiehlt sich dann, die Anlage fernbedienbar auszulegen und den Pumpenraum nur für Wartungszwecke zu besetzen oder in Zeitabständen zu begehen. Zu beachten ist jedoch, daß bei einem Dieselantrieb der Pumpen hier auch sämtliche zugehörigen Anlagen für Kühlwasser, Brennstoff- und Schmierölversorgung, Verbrennungsluft und Abgasabführung zu installieren sind und einen erheblichen Aufwand an Investitionen erfordern.

Bei dieser Anordnung des Pumpenraumes bietet sich daher der Einbau einer dieselelektrischen Anlage an, bei der die stromerzeugenden Aggregate mit im Hinterschiff untergebracht werden, wenn in diesem Fall nicht sogar die gesamte Hauptmaschinenanlage für dieselelektrischen Betrieb ausgelegt wird, wie z. B. bei drei großen Schleppkopfsaugbaggern der Bundesrepublik Deutschland.

Bei Verwendung schnellaufender Dieselmotoren vorwiegend für dieselelektrische Anlagen wird der Raumbedarf am kleinsten. Der Investitionsaufwand einer solchen Anlage ist jedoch größer, wobei auch die Verluste der Energieumwandlung und Übertragung berücksichtigt werden müssen.

Ein wesentlicher Gesichtspunkt nicht nur bei der Wahl und Ausführung der gesamten maschinentechnischen Anlagen, sondern besonders auch für alle einem starken Verschleiß unterliegenden baggertechnischen Einrichtungen ist die Notwendigkeit, Reparaturen mit einem möglichst geringen Aufwand an Personal und Zeit durchführen zu können. Nur durch sorgfältig

durchdachte Instandsetzungsmöglichkeiten, die bereits beim Bau eines Baggers berücksichtigt werden müssen, können die erheblichen Kosten für Ausfallstunden merklich herabgesetzt werden.

3.2 *Eimerkettenbagger*

In den vergangenen Jahrzehnten stand in der Naßbaggertechnik zwar die Entwicklung der selbstfahrenden Laderaumsaugbagger und der Schneidkopfsaugbagger deutlich im Vordergrund, dennoch hat sich — wenn auch äußerlich weniger auffällig — in dieser Zeitspanne auch der Eimerkettenbagger stetig zu einem leistungsstarken Baggersystem weiterentwickelt.

Die jünsten Fortschritte in seiner technischen Entwicklung betreffen neben verbesserten Konstruktions- und Fertigungsmethoden in erster Linie:

— Vergrößerung der Hauptabmessungen und Steigerung der Leistungswerte,

— Antriebssysteme für die Eimerkette,

— Unterturas-Lagerung,

— Verfahren zur Kontrolle und Überwachung des Baggervorganges,

— Hilfsgerät zum Austausch und Transport von Verschleiß- und Ersatzteilen,

— größere Verfügbarkeit,

— verminderten Reparatur- und Wartungsaufwand und

— Minderung der Schallpegel in den Unterkunfts- und Betriebsräumen.

Alle angesprochenen Entwicklungen zielen im übrigen darauf ab, den Betrieb der Geräte immer mehr zu vereinfachen und, wenn möglich, zu automatisieren. Der Zwang dazu ergibt sich einmal aus dem ständig wachsenden Anteil der Personalkosten an den Betriebskosten der Geräte und teilweise auch aus dem Mangel an qualifizierten Fachleuten.

Der Aufbau und die Arbeitsweise eines Eimerkettenschwimmbaggers werden als bekannt vorausgesetzt. [5], [10] bis [15]

Die überwiegende Anzahl von Geräten ist in solchen Gebieten der Erde eingesetzt, wo die Zinngewinnung eine überragende Rolle spielt, z. B. in Malaysia, Indonesien, Thailand und Kolumbien.

Nur eine verhältnismäßig kleine Anzahl von Eimerkettenbaggern wird zur Unterhaltung und Vertiefung von Schiffahrtsstraßen eingesetzt, und zwar überwiegend im europäischen Bereich, vereinzelt auch in Südamerika, Australien, Neuseeland, den Philippinen und Pakistan. Dagegen ist der Einsatz von Eimerkettenbaggern sowohl in den Vereinigten Staaten als auch in Japan so gut wie unbekannt.

In Europa hat sich zwangsläufig in der Entwicklung der Hauptabmessungen und der Leistungsfähigkeit der Eimerkettenbagger ein ständiges Wechselspiel mit dem Schiffbau und der Schiffahrt vollzogen. Damit steht zunehmend die Forderung nach ausreichender Seetüchtigkeit im Vordergrund, d. h. die Bagger müssen auch bei schwierigen See- und Wetterbedingungen noch möglichst lange einsatzfähig bleiben. Gerade die zuletzt genannte Forderung ist für den praktisch stationär arbeitenden, an Seilen festgelegten Eimerkettenbagger nur dann annähernd zu verwirklichen, wenn seine Hauptabmessungen und Leistungswerte auf die am Einsatzort vorherrschenden Umweltbedingungen abgestimmt sind.

3.2.1 Antriebssysteme für die Eimerkette

Die Ablösung des Dampfbetriebes durch den Dieselmotor und damit verbunden die besondere selbsttätige Regelung der Dampfmaschinen zum Vorteil des Eimerkettenbetriebes, in dem bei steigender Belastung durch die Grabarbeit der Eimer die Umfangsgeschwindigkeit der

schneidenden Eimer am Unterturas sich vermindert oder bei Entlastung infolge geringeren Bodenwiderstandes die Geschwindigkeit in der Eimerkette wiederum ansteigt, müssen die heutigen Antriebssysteme bezüglich ihrer Regelbarkeit genauso vorteilhaft erfüllen, wie ehemals der Dampfantrieb.

Für den Antrieb der Eimerkette haben sich heute 3 unterschiedliche Antriebssysteme durchgesetzt:

diesel-hydrodynamisch,
diesel-hydrostatisch und
diesel-elektrisch

3.2.1.1 Diesel-hydrodynamisch

Bei der diesel-hydrodynamischen Kraftübertragung wird in dem Leistungsfluß zwischen Dieselmotor und Oberturas ein hydrodynamischer „Föttinger Drehmomentenwandler" eingesetzt mit dem Effekt, daß sich zu jeder an der Eimerkette angreifenden äußeren Belastung (Grabwiderstand der Eimer) eine bestimmte zugehörige Geschwindigkeit in der Eimerkette einstellt ohne nachteilige Rückwirkung auf das Betriebsverhalten des Dieselmotors bei auftretenden äußeren Belastungsschwankungen.

In Verbindung mit einer Schüttzahlregelungsanlage ist es möglich, die Schüttzahl auf einen von der gebaggerten Bodenart abhängigen optimalen Wert einzustellen und sie im Rahmen einer festgelegten Regelabweichung vom Sollwert konstant zu halten.

3.2.1.2 Diesel-hydrostatisch

Im Falle der diesel-hydrostatischen Kraftübertragung wird der Leistungsfluß zwischen Dieselmotor und Eimerkette annähernd wegschlüssig mit Hilfe von Pumpen und Motoren bewirkt, die nach dem Verdrängerprinzip arbeiten, z. B. Axial-, Radial- oder Drehkolbenmaschinen.

Der größte im System zulässige Betriebsdruck wird durch Druckbegrenzungsventile eingestellt und abgesichert und legt damit auch das größte zu übertragende Drehmoment fest. Das aus Pumpe und Motor bestehende hydrostatische Getriebe bietet in Verbindung mit der Leistungsregelung sowie der stufenlosen Drehzahlverstellung der Motoren als Folge des steuerbaren Pumpenförderstromes ähnliche Vorteile wie das diesel-hydrodynamische System, nämlich

— stufenlose Drehzahlverstellung in beiden Drehrichtungen bei gleichbleibender Drehrichtung der antreibenden Dieselmotoren,

— hohes Anfahrmoment,

— Sicherung des Antriebssystems gegen Überlastungen

— selbsttätige Anpassung des Getriebes an wechselnde äußere Belastungen,

— einfache Leistungsverteilung von der Pumpe auf verschiedenen Motoren,

— Freizügigkeit in der Aufstellung der Maschinen und

— kleine Trägheitsmomente der rotierenden Pumpen- und Motorenteile, vor allem im Vergleich zum Elektromotor.

Bei der Auslegung und Bemessung des gesamten hydrostatischen Systems müssen Druckspitzen und Resonanzerscheinungen im ölgefüllten Hydrauliksystem durch Dämpfungs- und Speicherstrecken abgebaut werden können.

3.2.1.3 Diesel-elektrisch

Das diesel-elektrische Antriebssystem ist in der grundsätzlichen Anordnung mit dem hydrostatischen verwandt. An die Stelle der Ölpumpen tritt ein regelbarer Gleichstromgenerator,

und für den Ölmotor wird ein auf die Generatorcharakteristik abgestimmter Gleichstrommotor eingesetzt.

Für das zu regelnde System Generator/Motor wird dann entweder die allgemein bekannte Ward-Leonard- oder die Krämer-Schaltung bevorzugt.

Seit einigen Jahren ist im Zuge der Entwicklung leistungsstarker Thyristoren der Ward-Leonard- bzw. Krämer-gesteuerte Gleichstrommotorantrieb durch den Stromrichterantrieb verdrängt worden. Der Antrieb besteht aus Diesel-Drehstrom-Aggregat mit nachgeschaltetem Thyristor-Gleichrichter.

Das höchstzulässige Drehmoment wird mit Drehzahlregler und unterlagerter Strombegrenzung festgelegt.

Gegenüber dem bisherigen Leonard-Antrieb hat der Stromrichterantrieb folgende Vorzüge:

— besserer Wirkungsgrad, damit Energieersparnis,
— trägheitslose Steuer- und Regelfähigkeit,
— fundamentfreie Aufstellung des Stromrichterkreises,
— geringe Wartung und
— große Wirtschaftlichkeit.

3.2.2 Kraftübertragungssysteme zum Oberturasantrieb auf dem Mittelbock

In der Bemessung und Auslegung der Kraftübertragungssysteme war es bisher schon beim Dampfantrieb oder dem heutigen diesel-elektrischen Antrieb üblich, vom Getriebe im Maschi-

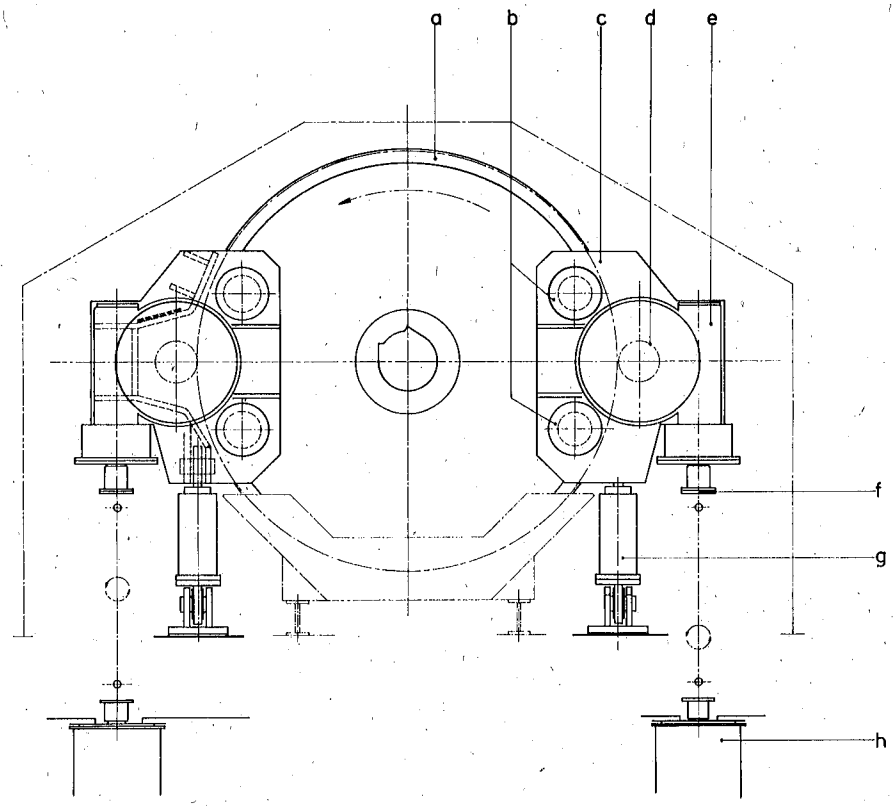


Abb. 2: Bogiflex-Getriebe für Oberturasantrieb

nenraum die weitere Kraftübertragung auf die Zahnradvorgelege am Oberturas durch einen Riementrieb (Sieglingriemen) vorzunehmen.

Bei einer direkten Anordnung der Elektro-Antriebsmotoren auf der Plattform des Mittelbockes zum Oberturas, ist ein besonderes Getriebesystem entwickelt worden, das unter dem Namen Bogiflex (Lizenz Durand, Lohmann und Stoltenfoht, Witten, und Flender-Werke, Bocholt) bekannt geworden ist. Die Besonderheit dieser Getriebeart besteht darin, Ritzel und Zahnrad, die besonders hohe Zahnkräfte aufnehmen müssen, auf einen sog. Ritzelwagen anzuordnen.

3.2.3 Unterturas-Lagerung

Im Zuge der Weiterentwicklung von Lagerelementen und Abdichtungen, speziell für den Unterturas, kommen Gleitlager- wie Wälzlagersysteme mit entsprechenden verbesserten Abdichtungen zum Einbau und haben nach dem heutigen Stand der Lagertechnik gleichwertigen Rang.

3.2.4 Verfahren zur Kontrolle und Überwachung des Baggervorganges und Betriebes

Die heutigen Bagger werden überwiegend von einem zentralen Baggerleitstand aus gesteuert und überwacht. Im Bedienungspult sind durch Fernübertragungselemente die hauptsächlichsten Anzeigen untergebracht, wie z. B. Drehzahl des Dieselmotors für den Eimerkettenantrieb sowie Spannungs- und Stromanzeige des Hauptgenerators, Bedien- und Überwachungselemente für den Eimerkettenantrieb, Regelung der Schüttzahl einschl. Anzeige sowie eine Tiefenstellunganzeige für die Eimerleiter, Bedien- und Überwachungselemente für sämtliche Winden zur automatischen Einstellung bzw. Regelung der Seilzüge von Vor- und Hintertauwinden sowie der Seitenwinden beim sog. Arbeitsgang eines Baggers (Pflügen und Scheren) während seiner Grabzeit.

Heutige Bagger sind mit Unterwasser-Seilführungen für alle vier Seitendrähte ausgerüstet, um an- und ablegende Baggerschuten ohne Betriebsstörung längsseits des Baggers verholen zu können. Auch diese Verholwinden werden vom Leitstand gesteuert.

Zur Ausrüstung der Leitstände gehören Peil-, Radar-, Funk-, Sprechfunkanlagen, Echolot bzw. Echograph, Kreiselkompaß sowie Fernsehkameras zur Beobachtung derjenigen Winden, die nicht im Blickfeld des Leitstandes liegen.

3.2.5 Kranausrüstung der Bagger

Die Kranausrüstung der Bagger mit elektr. Bordkränen umfaßt den Vorderbockkran für sämtliche Arbeiten an der Eimerleiter, ein Ladegeschirr auf dem Achterdeck zur Niederführung der Seitentau-Unterwasserführungen sowie der Ankerablegung an Deck und schließlich den schwenkbaren Mittelbockkran über der Eimerleiter, um Leiterrollen ein- und auszubauen.

3.2.6 Schallschutzmaßnahmen

Auf einem Eimerkettenbagger sind Schallquellen vorhanden, die während des Betriebes Schall unterschiedlicher Lautstärke und Frequenz abstrahlen. Diese Schallemissionen (Schallausbreitung) können sowohl für die Besatzung als auch für die Umwelt bei Baggerung auf den Wasserstraßen in der Nähe von Wohngebieten unzumutbare Belästigungen ergeben. Für den Betreiber von Naßbaggergeräten ist es geboten, im Bereich der Bundesrepublik Deutschland die erlassenen Richtlinien zum Schutz gegen Baulärm zu beachten und bauliche Maßnahmen an den Geräten einzuleiten, um diese Emissionen auf zulässige Schallimmissionswerte in Nähe von Wohngebieten zu mindern.

3.2.6.1 Schallquellen

Die hauptsächlichsten Geräusche entstehen am Mittelbock beim Abkippen der Eimer zur Entleerung um den Oberturas. In den Gelenken von Eimer und Kette mit den Verbindungselementen Bolzen und Buchsen wird durch den meist sehr hohen Kettenzug infolge der Grabarbeit der Eimer hohe Reibbeanspruchung erzeugt, die beim Abwälzen um den Oberturas die charakteristischen, stark hochfrequent kreischenden Geräusche verursachen. Die Lästigkeit der Geräusche nimmt während der Einsatzdauer des Baggers stetig zu, so wie der Materialverschleiß von Bolzen und Buchsen in den 4 Gelenken je Eimer durch den ungehinderten Zutritt eines Wasser-Sandgemisches zunimmt.

Ein weiteres lautes, dumpfes, pulsierendes Geräusch entsteht ebenfalls nach dem Abknicken der Eimerkette am Oberturas durch das Aufsetzen des Baggereimerfußes auf die Oberturasfläche. Dieser kurze rhythmische Schlag wird als Luftschall an die Umgebung weitergeleitet, wirkt aber wegen der tieferen Frequenzlage weniger störend auf das Gehör ein. Am Mittelbock selbst wird der harte Schlag als Körperschall bzw. Erschütterung in die Konstruktion eingeleitet. Weitere, aber geringere Geräusche entstehen beim Lauf der Eimerkette auf den Laufrollen, und schurrende und polternde Geräusche verursacht das Baggergut beim Rutschen über die Wechselklappe und Schüttrinnen.

3.2.6.2 Minderung des Schallpegels in den Betriebs- und Unterkunftsräumen

Für den Neubau von Eimerkettenbaggern gelten die in letzter Zeit von der See-Berufsgenossenschaft, der Binnenschiffahrts-Berufsgenossenschaft und dem Amt für Arbeitsschutz einzuhaltenden Schallpegel in den Wohn-, Aufenthalts- und Betriebsräumen, die besondere zum Teil aufwendige konstruktive Schallschutzmaßnahmen erfordern.

Um die beim Betrieb des Baggers besonders in den Wohnräumen als zulässig empfohlenen maximalen Schallpegel von 60 dB (A) ± 3 dB (A) zu erreichen, sind im einzelnen aktive als auch passive Schalldämmungs- und -dämpfungsmethoden angebracht. Dazu gehören:

— Wahl von Maschinen mit möglichst geringer Schallabstrahlung,

— Verminderung von schalltechnischen Brücken zwischen Maschinen- und Wohnraumbereich,

— möglichst großer Abstand zwischen den schallerzeugenden Maschinen und den Wohn- und Aufenthaltsräumen,

— schwimmender Estrich in den Wohn- und Aufenthaltsräumen und

— ggf. doppelschalige Kammertrennwände.

Im internationalen Vergleich sind die betreffenden Schallschutzmaßnahmen für die Besatzung und Umwelt noch nicht einheitlich aufeinander abgestimmt.

3.2.6.3 Schallschutzmaßnahmen am Beispiel des Eimerkettenbaggers „Donar"

Der Eimerkettenbagger „Donar" (Baujahr 1960 48/650-l-Eimer, max. Leiterstellung 16,5 m) des Amtes Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg ist hauptsächlich für Unterhaltungsbaggerungen vor Wohn- und Ausflugsgebieten auf der Elbe meist im Zweischichtenbetrieb (16 Std./Tag) eingesetzt. Aufgrund von Beschwerden der Anwohner ist Mitte der 60er Jahre bereits begonnen worden, einen sog. „leisen Bagger" zu entwickeln.

Es ist heute noch üblich, die ungeschmierten Gelenkpunkte bei freiem Zugang des Wasser-Sandgemisches zu den Lagerstellen (4 Lagerstellen pro Baggereimer und u. U. weitere 8 in den geteilten Schaken) mit Bolzen und Buchsen aus hochverschleißfestem Material zu bestücken. Je nach Belastung (Flächenpressung) ist der Verschleiß und dementsprechend die Geräuschentwicklung.

Nachstehend werden die Maßnahmen aufgeführt, die ab 1964 konstruktiv und betrieblich unternommen worden sind.

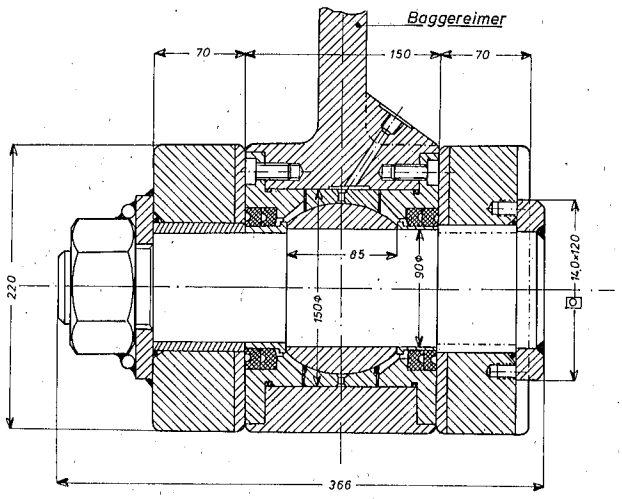
Dazu war es erforderlich, geringere Toleranzen in den Lagerstellen (nur 4 Stück pro Eimer) unter Wegfall der geteilten Schaken durch Ersatz von gegossenen Einzelschaken (Gelenke), in denen der Bolzen fest eingebaut und die Lagerstelle abgedichtet und mit wasserbeständigem Fett geschmiert wird, zu wählen.

Alle durchgeführten Versuche seit der konstruktiven Veränderung an sog. Prüfeimern haben trotz der Erprobung unterschiedlicher Dichtungen und Materialpaarungen (u. a. auch Kunststoffbuchsen) nicht die betrieblich erforderlichen Standzeiten für eine Baggersaison (mindestens 1 Jahr) ergeben. In fast allen Fällen versagte die Dichtung, so daß Sand in die Lagerstellen eintreten konnte und die verwendeten Materialien schnell zerstört wurden. Je nach Laufzeit der Eimerkette mußten nach mindestens 8 Wochen die Probeeimer am Tage mehrmals nachgeschmiert werden, um die zunehmenden Geräusche der betroffenen Eimer zu mindern. Das häufige Auswechseln der Probeeimer war auf die Dauer für den Betrieb nicht tragbar; es mußten andere Lösungen gesucht werden.

Bei dem Bagger war es möglich, konstruktiv in den Baggereimer je Lagerstelle 2 Pendelrollenlager einzubauen. Die Versuche ergaben, daß erstmals auch andere Dichtungen über längere Zeit hielten, ohne daß Wasser bzw. Sand eintrat.

Es wurden mit diesen Probeeimern Standzeiten von einem Jahr erreicht. Die wegen der großen Zugkräfte erforderliche Kombination von 2 Lagern führte aber vermutlich wegen zu hoher Kantenpressungen zu vereinzelten Ausbrüchen an den Rollenecken einzelner Lager. Auch diese Lösung war noch nicht ausgereift, um die gesamte Eimerleiter auf diese Konstruktion umzustellen.

Anstelle der Pendelrollenlager wurden die Lagerstellen auf serienmäßige sog. „Gelenklager" pro Lagerstelle umgestellt, die besonders für Stoßbelastungen geeignet sind. Diesmal standen die Probeeimer ohne Beanstandungen ein volles Jahr durch. Die gesamte Umstellung der Eimerleiter ist zur Zeit nahezu abgeschlossen.



Gelenk zwischen Baggereimer und Schake

Abb. 3: Baggerbolzen-Gelenklagerung

Während der Versuchszeit wurden noch folgende Maßnahmen ausgeführt:

Auf den Oberturasflächen wurden Gummipuffer angebaut, die über entsprechende Flächen den Baggereimer abfangen, um den harten Aufprall zu mindern. Oberturasantrieb, Oberturasverkleidung und ein Teil der Eimerleiter wurden gekapselt oder abgedeckt (mit entdröhnten Blechen oder Schallisolierung), um eine Ausbreitung des Luftschalls zu vermeiden. Die Laufrollen auf der Eimerleiter wurden mit Kunststoff überzogen, der einmal das Laufgeräusch zum anderen den Verschleiß der gesamten Eimerkette mit Eimern und Gelenken mindert. Den Erfolg dieser Maßnahmen kennzeichnen die gemessenen Schallpegelwerte.

Einen guten Vergleich ergab eine Messung 1970, bei der nur ein Teil der Kette geschmiert, der andere Teil ungeschmiert ausgeführt war:

(Meßentfernung vom Bagger 150 – 200 m Luftlinie)
Ungeschmierter Kettenteil 69 – 74 dB (A)
geschmierter Kettenteil 50 – 51 dB (A) (gleich Umweltgeräusch)

Eine weitere Messung 1975 ergab in ca. 150 m Entfernung vom Bagger einen Schallpegel von 56 – 58 dB (A). Lediglich das dumpfe Aufschlagen der Eimer auf den Oberturas hob sich aus dem allgemeinen Geräuschpegel hervor.

Die Eimerleiter eines Baggerneubaues (Indienststellung März 1976) ist bereits mit Gelenklagern ausgerüstet worden. Die kostenaufwendige Ausrüstung wird, so zeigen die jetzt schon vorliegenden Ergebnisse bei den genannten Baggern, durch den geringeren Verschleiß ausgeglichen.

Die Schallpegelmessungen 1976 zur Abnahme dieses neuen Baggers zeigten am Ufer in einer Entfernung von 150 m nur Umweltgeräusche von 61 – 62 dB (A) an.

Auf dem Gerät selbst konnten im Baggerleitstand während der Baggerung 58 – 60 dB (A) gemessen werden und an Deck neben der sog. Bünn 77 – 78 dB (A), während vor der Umstellung des Erprobungsgerätes „Donar" vergleichsweise an dieser Stelle noch über 90 dB (A) gemessen wurden.

4. Methoden der rationellen Baggerung und Baggergutablagerung

4.1 Ortung und Peilung als Grundlage effektiver Baggermethoden

Die Ergebnisse der Peilungen geben dem Planenden als erstes einen Überblick über die Tiefenlage und Morphologie der Sohle. Daraus können aufgrund der Reviererfahrungen auch erste Schlüsse über die Beschaffenheit des Sohlenmaterials gezogen werden. Diese drei Faktoren bestimmen im wesentlichen die Baggertechnik.

Der wirtschaftliche Einsatz der Bagger ist wesentlich vom Genauigkeitsgrad der Orts- und Tiefenbestimmung sowie von der schnellen Auswertung der Peilergebnisse abhängig. Ein automatisches Ortungsverfahren mit gekoppelter Tiefenbestimmung zur Vorauswahl der für eine bestimmte Tiefendarstellung benötigten Daten kann die Baggererfolgskontrolle und damit die Entscheidungsgrundlagen für einen effektiven Baggereinsatz erheblich verbessern.

In der Regel werden Peilungen zur Beurteilung der Verkehrssicherheit und zur Festlegung der Baggereinsätze in vier- bis fünfwöchigen Abständen durchgeführt. Grundsätzlich sollen diese Peilungen im Bereich kritischer Strecken auch in kürzeren Zeitabständen wiederholt werden. Sie müssen über Ort, Ausdehnung, Mächtigkeit und Wiederholungsfolge von Verflachungen eine klare Aussage machen. Die zeitliche Folge des Wiederentstehens von Verflachungen ist sowohl von der Art des Baggereinsatzes als auch von den meteorologischen Einflüssen, wie Oberwasserzufluß durch hohe Niederschlagsmengen und Tauwetter sowie von Sturmfluten, abhängig.

Eine ausreichende Kapazität des Peilwesens stellt somit die Voraussetzung für einen optimalen Baggereinsatz dar.

Um die unter den genannten Bedingungen gewonnenen Peilergebnisse beim Baggern ausnutzen zu können, muß der Bagger mit einem entsprechenden Ortungssystems ausgerüstet sein, damit das Baggern am richtigen Ort garantiert werden kann.

4.2 Vor- und Nachteile verschiedener Baggermethoden

4.2.1 Allgemeine Betrachtungen

Von den rd. 30 Mio m^3, die jährlich im Rahmen der Unterhaltung aus der tiefen Fahrrinne der Tideflüsse Ems, Jade, Weser und Elbe gebaggert werden müssen, ergibt sich für die drei charakteristischen Bodenarten etwa folgende prozentuale Verteilung:

34 % stark schluffiger Feinsand, z. T. Schlick	(0,001 – 0,06 mm)
33 % Fein- bis Mittelsand, z. T. schluffhaltig	(0,06 – 0,8 mm)
33 % Fein- bis Grobsand, z. T. kiesig	(0,06 – 3,5 mm)

Abb. 4: Flächenpeilung am Hanskalbsand

Analog zu den vorkommenden Bodenarten können die Sohlenstrukturen grob wie folgt klassifiziert werden:

34 % ebene Sohle
33 % Sohle mit Riffelbildung (Höhe der Riffel bis 80 cm)
33 % Sohle mit Dünen (Höhe der Dünen bis 4,50 m, in Einzelfällen mehr)

Da im Rahmen der Unterhaltungsbaggerung in der tiefen Fahrrinne in der Regel kein natürlich gewachsener Boden gelöst werden muß, sondern nur eingetriebenes Material gebaggert wird, sind die vorgenannten Angaben unter Berücksichtigung der verkehrstechnischen Probleme allein ausschlaggebend für die Wahl der wirtschaftlichsten Gerätetechnik.

Besondere Schwierigkeiten bezüglich des Unterhaltungsumfanges bilden die Strecken mit Dünenbildung gemäß den Abbildungen 4 und 5, da sie ständigen und z. T. raschen Schwankungen in ihrer Höhenlage unterliegen und deshalb einen sich oft wiederholenden Baggereinsatz erfordern.

Da in diesen Streckenbereichen 1/3 der Baggermenge erbracht wird, wurden nähere Untersuchungen über den Geschiebetransport und die wirkungsvollste Baggertechnik durchgeführt [16].

Bonnefille [17] hat für die verschiedenen Sohlformen Kriterien aufgestellt, die sich mit den bekannten dimensionslosen Kennzahlen Re^* und D^* ausdrücken lassen.

Ganz allgemein läßt sich feststellen, daß Riffel nur bei $D^* < 15$ auftreten und Dünen sich nur für $Re^* > 15$ ausbilden. Materialien mit $D^* < 15$ (charakt. Korn-$\varnothing < 0{,}6$ mm) bilden nach Beginn des Feststofftransportes sofort Riffel, während sich der Transport bei Materialien mit $D^* > 15$ zunächst ohne Sohlumbildung vollzieht, um dann mit Vergrößerung der Schubspannungsgeschwindigkeit in Dünen überzugehen. Die Abmessungen der Dünen betragen z. B. an der Elbe in der Regel vom Tal zur Kuppe 2,50 – 4,50 m und von Kuppe zu Kuppe 50 – 90 m; an der Jade sind Dünen mit über 5 m Höhe und Kuppenabstände bis zu 200 m gemessen worden.

In der Darstellungsweise von Shield's (Abb. 6) lassen sich die verschiedenen hydraulischen Zustände für ein Material durch eine Gerade ausdrücken.

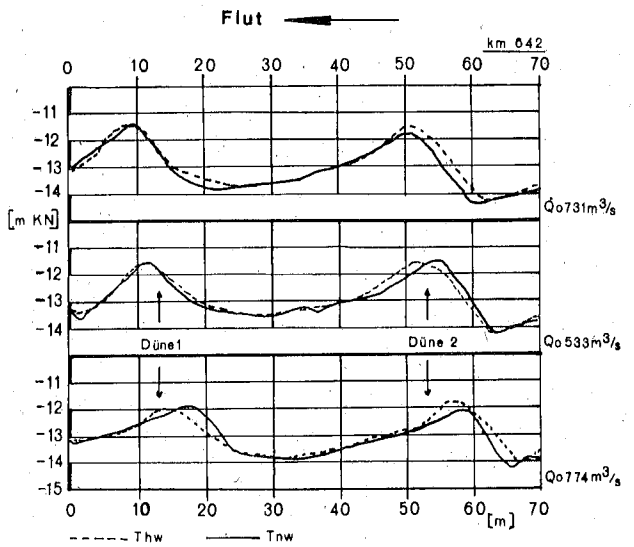


Abb. 5: Längspeilungen am Hanskalbsand

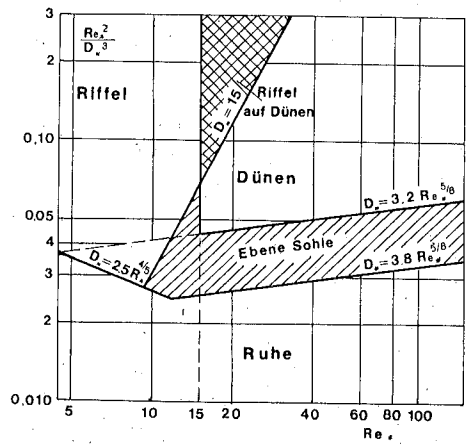


Abb. 6: Kriterien . . . der Parameter Re* und D*

Zur Beurteilung des technisch und wirtschaftlich günstigsten Geräteeinsatzes in den Dünenstrecken der Tideästuarien wurden in einer Untersuchungsstrecke auf der Elbe Eimerkettenbagger (EK-Bagger) und Hopperbagger eingesetzt. Dabei baggerte der Eimerkettenbagger eine fast ebene Baggersohle von ca. 14,20 m unter KN. Der Hopperbagger konnte hingegen eine etwa gleichmäßige Niveauabsenkung der Sohle um 70 cm erreichen.

Genaue Messungen nach der Vertiefung durch den Eimerkettenbagger ergaben gemäß Abbildung 7, daß schon nach 14 Tagen die Dünenkuppen Höhen von 80 bis 100 cm über dem Baggerhorizont erreichten. Während in den ersten Wochen eine schnelle Bildung der Dünen erfolgte, verlangsamte sich anschließend die Wiederherstellung des natürlichen Sohlenbildes. Nach 6 bis 8 Wochen war eine mittlere Höhenlage der Dünenkuppen von 120 cm über dem Baggerhorizont erreicht. Ein Jahr später betrug die größte Dünenhöhe 210 cm über dem Baggerhorizont. Anders war das Ergebnis des Hopperbaggereinsatzes zu bewerten. Die gleichmäßige Senkung der Sohle ergab ein wesentlich langsameres Anwachsen der Dünenkuppen, weil das natürliche Gleichgewicht der Sohle nicht gestört wurde und bei der geringen Vertiefung ein Nachlaufen der Böschungen vom Rand der tiefen Fahrrinne aus unerheblich war.

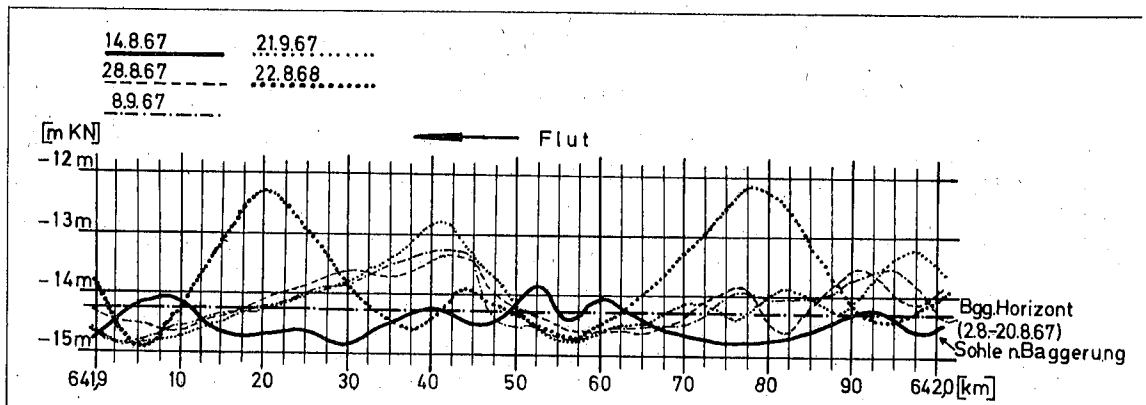


Abb. 7: Entwicklung von Dünen . . .

Beim Vergleich beider Verfahren ergab der Hopperbaggereinsatz eine um rd. 20 % geringere Baggermenge unter gleicher Zielsetzung, nämlich Erhaltung der Solltiefen für mindestens ein Jahr.

Da der Gesamtkomplex Dünenbildung—Dünenbaggerung noch nicht voll geklärt ist, sollten weitere Untersuchungen in der Praxis durchgeführt werden.

4.2.2. Einsatz der Geräte

Der technisch günstigste Geräteeinsatz wird durch das Ziel der Baggermaßnahmen, durch das Sohlenmaterial und dessen Lagerungsdichte, durch die Sohlenstruktur und nicht zuletzt von der Möglichkeit der Baggergutunterbringung bestimmt. Ferner müssen insbesondere die Randbedingungen, wie See- oder Tideflußbereich und die Verkehrsdichte auf der Wasserstraße bei der Wahl der Geräte berücksichtigt werden.

Ziel der Unterhaltung der Fahrwassertiefen durch Baggerungen ist nicht, eine ebene Sohle zu erhalten, sondern mit einem Minimum an Unterhaltungsaufwand die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs sicherzustellen.

4.2.2.1 Hopperbaggereinsatz

Für die Unterhaltung von Fahrwassern mit saugbarem Bodenmaterial ist der Hoppersaugbagger aus folgenden Gründen das am besten geeignete Gerät:

— großflächige Bodenablagerungen von geringer Ablagerungshöhe können wirtschaftlich beseitigt werden,

— der großflächige Bodenabtrag in geringen Schichtstärken ermöglicht eine schnelle Nutzung der erreichten Vertiefung durch die Schiffahrt,

— die Mobilität des Baggers ermöglicht einmal ein gutes Anpassen der Baggertätigkeit an den Schiffsverkehr und zum anderen einen schnellen Wechsel der Baggereinsatzstelle auch über See von einem Tidestrom zum anderen, selbst bei schlechtem Wetter,

— ein großer Hoppersaugbagger ersetzt mit seinem hohen Leistungsvermögen mehrere Eimerkettenbaggersätze (mit Schuten und Schleppern) und verringert damit eine Behinderung oder Gefährdung des Schiffsverkehrs im Einsatzgebiet.

Aus diesen Gründen hat sich die Wasser- und Schiffahrtsverwaltung der Bundesrepublik Deutschland entschlossen, für die Unterhaltungsbaggerungen auf den Seeschiffahrtsstraßen ausschließlich Hoppersaugbagger einzusetzen und die noch vorhandenen Eimerkettenbagger sobald wie möglich außer Dienst zu setzen.

Saugbagger erreichen in Baggerfeldern von mehr als 1000 m Länge ihr größtes Leistungsvermögen. Bei Baggerfeldern, die kürzer als 250 m sind, ist von Fall zu Fall zu prüfen, ob ein Einsatz mit Drehmanöver oder mit Zurücksetzen des Baggers höhere Leistung ergibt.

4.2.2.2 Eimerkettenbaggereinsatz

Der Eimerkettenbagger wird dort am zweckmäßigsten eingesetzt, wo

— nicht saugbares Bodenmaterial oder z. B. auch Unrat in den Häfen vorhanden ist,

— ausreichende Schnitthöhen ein wirtschaftliches Baggern ermöglichen,

— ein bestimmtes Profil eingehalten werden muß.

Diese Bedingungen sind beim Neubau oder Ausbau von Wasserstraßen und bei Kanal- und Hafenbaggerungen häufig vorhanden. Auf den Seewasserstraßen wird der Einsatz der Eimerkettenbagger durch seine Seegangsempfindlichkeit beim Baggern im Verbund mit Schuten und durch seine Immobilität infolge der Verankerung an 6 Drähten eingeschränkt.

Um die Behinderung der Schiffahrt in Grenzen zu halten, sollte beim Einsatz mehrerer Eimerkettenbaggersätze in einem Fahrwasserabschnitt die Entfernung der Bagger untereinander größer als 2000 m sein und nach Möglichkeit alle Bagger nur auf einer Fahrwasserseite gleichzeitig eingesetzt werden.

4.2.2.3 Cutterbaggereinsatz

Der an sechs Drähten und teilweise auch an zwei Pfählen und zusätzlichen Drähten verankerte Cutterbagger kann für die Unterhaltung und Vertiefung von Wasserstraßen nur sehr bedingt eingesetzt werden. Die Übergabe des Gemisches auf Schuten ist unwirtschaftlich, da die Überlaufverluste des Baggergutes wegen des zu geringen Beruhigungsraumes in der Schute im Verhältnis zur Pumpenleistung zu groß sind. Deshalb stellt ein direktes Pumpen des Gemisches an Land durch schwimmende oder teilgedükerte Spülrohrleitungen die beste Einsatzmöglichkeit dar. Das bedeutet jedoch die Sperrung einer Fahrwasser- bzw. Flußhälfte und eine große Empfindlichkeit der Anlage bei Wind, Seegang und Treibeis. Diese aufgeführten Gründe im Zusammenhang mit dem für eine gezielte Vertiefungsmaßnahme relativ geringen Wirkungsgrad bedingen den seltenen Einsatz eines Cutterbaggers für Baggerungen in den Fahrrinnen.

4.2.2.4 Sonstige Geräteeinsätze

In den Bereichen starker Schlickablagerungen, wie z. B. in den Brackwasserzonen der Tideflüsse und in Zufahrtsbereichen von Schleusen und Häfen, werden unter bestimmten Voraussetzungen auch Spülschlitten, Eggen und Schleppkopfsaugbagger im Überlaufverfahren mit wechselndem Erfolg eingesetzt.

Alle diese Verfahren gehen von der Gesetzmäßigkeit aus, daß die Ablösung eines Bodenpartikels von der Flußsohle eine höhere Strömungsgeschwindigkeit erfordert, als hinterher notwendig ist, um dieses einmal gelöste Partikel in Bewegung zu halten. Grundsätzlich sind diese Methoden jedoch nur dann vertretbar, wenn sie in den Tideflüssen bei starker Ebbströmung in der ersten Phase der Ebbtide durchgeführt werden und ein Wiedereintrieb weitgehend ausgeschlossen werden kann. Es ist jedoch unbestreitbar, daß mit dieser Methode auch im Tidebereich in einem eng begrenzten Rahmen mit wenig Aufwand ein schneller Erfolg erzielt werden kann.

Bei der Betrachtung sonstiger Gerätetechniken wird insbesondere auf die Entwicklungen der neuesten Zeit zu achten sein, die sich mit vollautomatischen Baggergeräten unter Wasser befassen. Auf diesem Gebiet liegen hier keine Erfahrungen vor.

4.3 *Methoden zur Ablagerung des Baggergutes*

Zur Ablagerung des Baggergutes aus Unterhaltungsbaggerungen werden im deutschen Küstengebiet folgende Methoden angewendet:

— Verklappen
— Verspülen an Land
— Verklappen mit anschließendem Verspülen (Klapp-Spül-Verfahren)

Jedes dieser Verfahren kann unter den gegebenen örtlichen Bedingungen und der technischen Geräteausstattung zu einer wirtschaftlichen Beseitigung des Baggergutes führen.

Mit dem steigenden Umweltbewußtsein der Bevölkerung werden die Schwierigkeiten größer, gut geeignete Spülfelder einzurichten und Klappstellen auszuwählen. Die Erfahrungen zeigen aber, daß es bei verständnisvoller und rechtzeitiger Abstimmung mit Ökologie-Experten immer noch gelingt, tragbare Lösungen zu finden.

4.3.1 Verklappen

Das Verklappen ist das z. Z. am häufigsten angewendete Verfahren: Nicht weniger als $^2/_3$ der unter 1.3 genannten Gesamtunterhaltungsbaggermenge werden verklappt, fast ausschließlich über natürlichen tieferen Stellen außerhalb der Fahrwasser. Solange die Transportentfernung zwischen der Bagger- und der Klappstelle weniger als 10 bis 15 km (s. Abb. 8) beträgt, kann eine hohe Umlaufleistung des Baggers erzielt und damit eine wirtschaftliche Arbeitsweise erreicht werden. Hinzu kommt, daß für das Verklappen keine zusätzlichen Einrichtungen auf dem Bagger oder an der Klappstelle erforderlich werden und daß das Verklappen selbst rasch vonstatten geht.

Trotz dieser wesentlichen Vorteile werden in letzter Zeit mehr und mehr die anderen Verfahren eingesetzt. Hierfür gibt es mehrere Gründe. Es ist in den letzten Jahren in den oberen Revierbereichen der deutschen Tideflüsse, in einem Gebiet also, in dem sich im wesentlichen der Schwerpunkt der Unterhaltungsbaggerei befindet, immer schwieriger geworden, geeignete Klappstellen zu finden, da die früher benutzten entweder aufgefüllt oder nicht mehr erreichbar sind. Denn durch die Umstellung des Unterhaltungsbetriebes auf selbstfahrende Hoppersaugbagger anstelle der früher eingesetzten Eimerkettenbagger mit Schutenbetrieb sind für die Zufahrten zu den Klappstellen und über diesen selbst größere Wassertiefen erforderlich, vor allem dann, wenn die Klappstellen zu jeder Tidephase, also auch bei Ebbe, erreicht werden sollen.

Hinzu kommt, daß in den deutschen Tideflüssen, die in den letzten Jahren verstärkt ausgebaut wurden, die natürlichen Übertiefen und -breiten in den Randbereichen weitgehend in das vertiefte Fahrwasser einbezogen wurden und damit als gelegentliche Baggergutdeponien ausscheiden. Diese Situation führte dazu, daß vielerorts die Transportentfernungen zu den weiter seewärts gelegenen Klappstellen immer größer wurden und damit das Klappverfahren die Grenze der Wirtschaftlichkeit erreichte.

Ein weiterer Grund gegen das Verklappen ist die Gefahr, daß der verklappte Boden — je feinkörniger um so stärker — in Abhängigkeit von Stärke, Richtung und Dauer der im Klappstellenbereich herrschenden Strömung in mehr oder weniger großem Umfang vertrieben wird und damit zur Störung des hydrologischen Gleichgewichtes führen kann. Im ungünstigsten Falle kann das verfrachtete Material wieder in die Fahrrinne eintreiben, aus der es erneut gebaggert werden muß. Die Kenntnis der Sedimentbewegungen aus Klappstellen ist daher für eine effektive Unterhaltungsbaggerei und für die Wahl der geeigneten Ablagerungsmethode von grundlegender Bedeutung.

An Klappstellen der deutschen Tideflüsse sind in den letzten Jahren von der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, in Hamburg wiederholt Untersuchungen der Transportvorgänge mit Hilfe radioaktiver Isotopen vorgenommen worden. Die Methode besteht darin, Baggersand, der vorher durch Anlagerung des Isotops Cr 51 mit einer Halbwertzeit von 28 Tagen radioaktiv markiert worden ist, an der Klappstelle bei Stauwasser einzubringen und die Ausbreitung des markierten Sandes mehrere Wochen lang zu verfolgen. Dazu wird die Gewässersohle mit Hilfe eines Meßschlittens, der die auf radioaktive Strahlung ansprechenden Meßsonden enthält, abgesucht. Zusätzlich werden Bodenproben entnommen, die sofort an Bord des Schiffes mit einem Vielkanalanalysator untersucht werden. Mit dieser Methode können qualitative Aussagen über Richtung und Geschwindigkeit der Sandbewegung gewonnen werden. Um darüber hinaus auch noch quantitative Aussagen zu erhalten, wurde von der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz ein neues Verfahren entwickelt, das es gestattet, die Eindringtiefe radioaktivierter Sandpartikel und damit die Dicke der Sandveränderungsschicht (bis etwa 20 cm) nachzuweisen. [18] Das nach der Streustrahlungsmethode mit einer konventionellen Eindetektoranlage in Verbindung mit einem Zweikanalimpulshöhenanalysator arbeitende Verfahren wurde nach erfolgreichen Labortests an der Elbe in situ erprobt. Erste Ergebnisse werden in Kürze vorliegen

4.3.2 Verspülen an Land

Das Verspülen an Land ist zweifellos die sicherste Methode zur Deponie des Baggerguts, da bei entsprechender Ausbildung des Spülfeldes keine Wiedereintreibungen in das Fahrwasser zu erwarten sind. Gleichzeitig können solche Spülfelder, wenn sie in günstiger Lage zum Strom angelegt werden, dazu beitragen, stromregulierend zu wirken und damit die Unterhaltungsbaggerei nachhaltig unterstützen. Als weiterer Vorteil ist die Gewinnung von Landflächen zu erwähnen, die nach entsprechender Herrichtung vielseitig genutzt werden können.

Um das Spülverfahren wirtschaftlich gestalten zu können, sind gewisse örtliche und technische Voraussetzungen zu erfüllen. Gegenüber dem Verklappen erfordert das Verspülen wesentlich mehr Zeit, hohe Investitionskosten für die Verspülanlagen auf dem Bagger und an Land sowie zusätzliche Energie zur Beförderung des Spülgutes. Generell kann daher gesagt werden, daß das Spülverfahren nur dann wirtschaftliche Vorteile gegenüber dem Verklappen bringt, wenn dadurch die Transportentfernung zwischen Baggerort und Klappstelle erheblich reduziert werden kann.

Eine grobe Aussage darüber, wann das Verspülen und das unter 4.3.3 beschriebene Klapp-Spül-Verfahren gegenüber dem Verklappen wirtschaftlicher sein kann, zeigt als Beispiel Abb. 8. Durch eine Kostengleichung werden jeweils 2 Systeme (Verklappen-Verspülen oder Verklappen-Klappverspülen) miteinander verknüpft. Jedes System umfaßt einen vollen Baggerumlauf, d. h. die Zeiten für das Baggern, den Transport zur Klapp- bzw. Spülstelle und zurück sowie die Zeiten für das Verklappen und/oder Verspülen, wie sie anhand von Betriebsaufzeichnungen im Mittel für ein und dieselbe Baggergröße in einem bestimmten Revier ermittelt wurden. In die Kostengleichung gehen außerdem ein die Gesamtjahreskosten für Betrieb und Kapitaldienst eines jeden Systems, wobei für jedes System volle Nutzung angenommen wurde. Als ein Beispiel zeigt die Abb. 8 in Abhängigkeit von der einfachen Transportentfernung e (e_K zur Klappstelle, e_S zur Spülstelle, e_{KS} zur Klapp-Spülstelle), ab welcher Entfernung das Verspülen bzw. das Klappspülen günstiger wird.

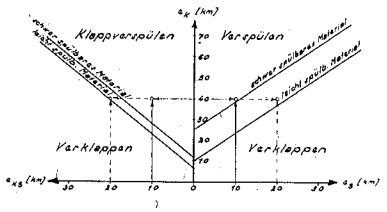


Abb. 8: Relative Wirtschaftlichkeit der Ablagerungsverfahren

Danach kann z. B. ein Feinsand bei einer Klappstellenentfernung $e_K = 40$ km besser verspült oder klappverspült werden, wenn die Spülstelle nicht weiter als $e_S = e_{KS} = 10$ km von der Baggerstelle entfernt ist, während bei $e_S = e_{KS} = 20$ km das Verklappen vorteilhafter wird. Die Grafik macht weiter deutlich, daß die Bodenart beim Verspülen einen weitaus größeren Einfluß hat als beim Klappverspülen.

Mit Ausnahme der Jade wird das Verspülen von Unterhaltungsbaggergut an den Stromrevieren Ems, Weser und Elbe in zunehmendem Maße praktiziert. Dabei spielt das Verspülen aus Schuten an Weser und Elbe mengenmäßig nur eine unbedeutende Rolle, so daß hier nicht näher darauf eingegangen wird. Vorherrschend ist an Ems und Elbe der Spülbetrieb mit bordeigenen Pumpen der hier eingesetzten verwaltungseigenen Hoppersaugbagger.

Nach einer Untersuchung stehen in allen Revieren geeignete Spülflächen zur Verfügung. Sie sollen

— in nicht zu großer Entfernung vom Hauptbaggergebiet liegen,

— mit voll abgeladenem Schiff bei jeder Tidephase und möglichst das ganze Jahr über leicht erreichbar sein,

— keine zu langen Spülleitungen zwischen der Schiffsanlegestelle (Übernahmestation) und dem Spülfeld erfordern,

— keine negativen hydrologischen oder morphologischen Auswirkungen auf den Strom erwarten lassen, sondern sich im Gegenteil für die weitere strombauliche Unterhaltung vorteilhaft auswirken,

— sich mit erträglichen Kosten erschließen und gegen Wiedereintreibungen des Spülgutes in das Fahrwasser sichern lassen,

— ausreichend groß sein, um langfristig den anfallenden Baggerboden aufzunehmen,

— nach Abschluß der Aufspülung einer sinnvollen Nutzung zugeführt werden können, wobei dem Freizeitbedürfnis der Menschen und den angemessenen Forderungen der Ökologie Rechnung zu tragen ist.

Gleichermaßen sind für die Baggeranlege- und Übernahmestation betrieblich praktikable und wirtschaftliche Lösungen zu finden, um ein sicheres Anlegen und Festmachen des Baggers bei den verschiedensten Tide- und meteorologischen Bedingungen — auch bei Nacht — zu gewährleisten und um schnell eine zuverlässig funktionierende Rohrverbindung zwischen dem Leitungssystem an Bord und an Land herzustellen. Bei letzterer ist auf einen Ausgleich der nicht unbeträchtlichen vertikalen und horizontalen Schiffsbewegungen, die während des Spülens infolge Tidenhub, Tiefgangsänderung durch Ladungsabgabe, Seegang und Schiffswellen, Wind und Strömung auftreten können, zu achten. Darüber hinaus haben die jeweiligen örtlichen Gegebenheiten einen entscheidenden Einfluß. So konnte die Übernahmestation für das Spülfeld an der Ems auf einer bestehenden festen Mole, die von Land aus zugänglich ist und vor deren Kopf der Bagger anlegt, installiert werden [19], während an der Elbe einer schwimmenden Übernahmestation der Vorzug gegeben wurde. Da für die rd. 60 km lange Unterhaltungsstrecke der Elbe von Hamburg bis Brunsbüttel mehrere Spülfelder erforderlich sind, um die Transportwege möglichst kurz zu halten, ist eine schwimmende Übernahmestation, die von einem Spülfeld zum anderen verlegt werden kann, wirtschaftlicher als die Anordnung mehrerer ortsfester Stationen. Hinzu kommt, daß die Spülfelder von Land aus nicht zugänglich sind, da sie auf Wattflächen oder Strominseln liegen, so daß die notwendigen Unterkunftsräume für die Spülfeld-Mannschaft und die erforderlichen Dieselaggregate zur autonomen Stromerzeugung mit auf der Station untergebracht sind. Eine bewegliche Station bietet darüber hinaus den Vorteil, bei langgestreckten Spülfeldern derart umgesetzt zu werden, daß die erforderliche Spülweite immer in Einklang mit den Möglichkeiten der baggerseitigen Pumpenanlage gebracht werden kann, ohne für eine zusätzliche Druckerhöhung sorgen zu müssen.

Hingegen mußte 1975 eine Druckerhöhungsanlage für das 1200 ha große Spülfeld an der Ems mit einer größten Ausdehnung von 4,3 km installiert werden, da mit den bordeigenen Pumpen des Hopperbaggers allenfalls Spülweiten bis 1,4 km erreicht werden konnten. Ein an Land errichtetes Zwischenpumpwerk hatte sich von allen untersuchten Varianten — darunter auch das Klappspülverfahren — als die günstigste Lösung erwiesen. Als Druckerhöhungspumpe wurde eine Kreiselpumpe gewählt, die von einem stufenlos regelbaren Elektromotor mit 2500 kW angetrieben wird. Die Pumpe hat eine Drehzahl von max. 265 min^{-1} und wird je nach Förderweite mit auswechselbaren Kreiseln für weite bzw. für kurze Strecken betrieben. Die Druckerhöhung der Pumpe beträgt 65 m Wassersäule. Bei der größten Transportweite von 4,3 km beläuft sich die Gemischfördermenge auf 2,25 m^3/s bei einer Fördergeschwindigkeit von 4,5 m/s und einem spezifischen Gewicht des Gemisches von 1,18 t/m^3, was bei Feinsand einem Mischungsverhältnis von 1 : 4 entspricht. Nach den ersten Erfahrungen konnten durch die Druckerhöhungsanlage die Entleerungszeiten des Baggers bei etwa gleichen Förderweiten um rd. 25 % verringert und damit die Baggerumlaufleistung um 8 % erhöht werden.

4.3.3 Klappspülverfahren

Bei diesem Verfahren wird das Baggergut in eine vorbereitete Grube außerhalb des Fahrwassers verklappt und daraus von einem Grundsauger wieder aufgenommen und über eine schwimmende und feste Rohrleitung an Land verspült. Damit können die Vorteile beim Verklappen mit denen des Verspülens zu einem leistungsfähigen Verfahren kombiniert werden.

Zur erfolgreichen Anwendung des Verfahrens müssen im wesentlichen die im vorangegangenen Abschnitt für das Verspülen genannten Voraussetzungen erfüllt sein und zusätzlich eine geeignete natürliche oder künstlich zu schaffende Klappstelle in Spülfeldnähe außerhalb des Fahrwassers gegeben sein, die von allen auf dem Revier arbeitenden Baggern voll abgeladen erreicht werden kann. Durch Massendifferenzpläne, die einen längeren Zeitraum umfassen, sollte das auszuwählende Klappgrubengebiet vorher hinsichtlich seiner morphologischen Entwicklung untersucht und ein möglichst veränderungsarmes Gebiet ausgewählt werden, damit sowohl Wiedereintreibungen als auch Austreibungen des verklappten Materials auf ein Minimum beschränkt bleiben. Darüber hinaus sollte für die Klappgrube möglichst eine Stelle gewählt werden, die gegen Seegangs- und Windeinflüsse weitgehend geschützt liegt, um die Ausfallzeiten für den Grundsauger mit seiner schwimmenden Rohrleitung gering zu halten. Trotzdem muß in den Außenrevieren mit höheren Ausfallzeiten für den Grundsaugerbetrieb gerechnet werden als für den Hopperbagger. Dies trifft insbesondere bei starkem Seegang und Eis wegen der empfindlichen Schwimmrohrleitung zu, so daß in der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung für das Klappspülverfahren nicht von einem das ganze Jahr über kontinuierlichen Betrieb ausgegangen werden kann.

Nachteilig sind weiter der hohe Investitionsbedarf für das schwimmende Gerät (Grundsauger mit Schwimmleitung), die Verspüleinrichtungen an Land und die bei einer künstlichen Klappgrube zu deren Herstellung nötigen Kosten. Dagegen hat das Klappspülverfahren gegenüber dem Verspülen mit besonders dazu hergerichteten Hopperbaggern den Vorzug größerer Flexibilität, da es weder an Baggertyp, Anzahl der Bagger noch Baggergröße gebunden ist, wenn auch die Gesamtleistung der die Grube anlaufenden Bagger für die Auswahl des Grundsaugers maßgebend ist.

Das Verfahren wurde in den letzten Jahren mehrfach für Unterhaltungsaufgaben an Elbe, Weser und Jade von der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes im Probebetrieb angewandt. An der Jade wurde beispielsweise die Klappgrube nach den oben genannten Bedingungen ausgewählt und ausreichend — auch bei Nacht und umsichtigem Wetter — bezeichnet. Sie liegt dort geschützt am Rande der SKN -10-m-Tiefenlinie und kann bei jeder Tide vom voll abgeladenen verwaltungseigenen 6000-m^3-Hopperbagger angelaufen werden. Die etwa 800 m x 200 m große Klappgrube wurde von einem leistungsfähigen Grundsauger hergestellt und die dabei gewonnenen rd. 2 Mio m^3 Sand zur Sicherung eines Strombauwerkes und zur Verbesserung von Strand- und Deichverhältnissen aufgespült. Für die weitere Aufsülung ist geplant, ein etwa 12 km^2 großes Gebiet um eine Wattinsel herum im Mittel 5 m hoch mit dünenförmigen Kuppen bis 10 m Höhe über dem umgebenden Gelände aufzuhöhen und dadurch mehr als 60 Mio m^3 Boden unterzubringen. In gesonderten Untersuchungen und am hydraulischen Modell für das Jade-Weser-Gebiet mußten hierzu die Auswirkungen der Aufspülung auf die Hydrologie der Umgebung und insbesondere auf die Umwelt eingehend behandelt werden.

Weitere Erfahrungen an der Unterelbe haben gezeigt, daß 2 hintereinander angelegte Klappgruben für einen kontinuierlichen Betrieb vorteilhafter sind, weil dadurch Grundsauger und Hopperbagger, die alternierend jeweils auf einer Klappgrube arbeiten, sich gegenseitig nicht behindern.

Schrifttumsverzeichnis

[1] Garrelts, E., Harten, H., Hovers, G., Lucht, F., Oebius, H., Ohlmeyer, F., Rohde, H., Sindern, J., Vollmers, H.-J., Wigand, V.: Mittel zur Bekämpfung der Sandwanderung längs der Küsten . . . Deutscher Bericht zum XXIII. Internat. Schiffahrtskongreß, Ottawa (1973), S. 197 — 228

[2] Waibel, Walter, u. W. Witt: Entwicklungslinien neuzeitlicher großer Schleppkopfsaugbagger, Arbeitsmethoden solcher Bagger und systematische Untersuchungen an Schleppsaugköpfen, dargestellt an 3 Baggerneubauten für die Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen. Dt. Ber. XXI. Internat. Schiffahrtskongreß, Stockholm (1965) S. 185 – 215

[3] Hensen, W., H. Kobus, W. Salzmann: Neue Fortschritte beim Entwurf und Betrieb der Baggergeräte, insbesondere für das Saugbaggern bei großer Tiefe. Dt. Ber. XXII. Internat. Schiffahrtskongr., Paris (1969) S. 201 — 213

[4] Scheffauer, F. C.: The Hopper Dredge, US. Government Printing Office, Washington, 1954

[5] Blaum, R., v. Marnitz, F.: Die Schwimmbagger, Band 1, Springer Verlag, Berlin, 1963

[6] Knust, J.: Leistungssteigernde Entwicklung der Belade- und Überlaufeinrichtungen auf dem Hoppersaugbagger Ludwig Franzius, Hansa 109 (1972) Nr. 12, S. 1083 — 1089

[7] Welte, A.: New Processes Provided for Unloading Hopper Dredges World Dredding, May 1975, S. 54 – 58

[8] Knust, J.: Analogrechner für optimale Laderaumfüllungen von Hoppersaugbaggern. Hansa 108 (1971) Nr. 4, S. 323 – 332

[9] Knust, J.: Analogous Computers to optimize Hopper Fillings in Hopper Suction Dredgers, Proceedings of WODCON V, 1974

[10] Roorda, A., J. J. Vertregt: Floating Dredgers 1963, De Technische Uitgeverij H. Stam N. V. Haarlem-Antwerpen-Köln

[11] Welte, A.: Ölhydraulische Antriebe im Schwimmbaggerbau, Ölhydraulik und Pneumatik Nr. 7, 1966

[12] Kammerman, C.: The bucket dredger still the indispensable workhorse, Ports and Dredging Nr. 79, 1973

[13] Richardson, M. J.: Tin dredge mining on Bangka island explosed, World Dredging & Marine Construction August 1974

[14] Dredgers & Owners, World Dredging & Marine Construction IX Annual Directory 1975

[15] Kühn: Einfluß der Bodeneigenschaften, der Abmessungen und der Arbeitsweise von Eimerkettenbaggern auf die Entleerung am Oberturas, Naßbaggerberichte Heft 1/71 der Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg.

[16] Vollmers, H., Wolf, G.: Untersuchung von Sohlenumbildungen im Bereich der Unterelbe, Die Wasserwirtschaft, Heft 10, 1969

[17] Bonnefille, R.: Etude d'un critère de début d'apparition des rides et des dunes fluviales. Bulletin du CREC Nr. 11, 1965 Chatou

[18] Mundschenk, H.: Methodische Beiträge zur quantitativen Erfassung von Sedimentbewegungen, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilung 16 (1972), S. 164 – 170

[19] Dietze, W.: Wirtschaftliches Anlandspülen von Baggergut mit einem Hoppersaugbagger an der Ems, 6. Internationale Hafentagung Antwerpen, 1974, Abteilung 2.08