## PIANC•AIPCN Schifffahrt, Häfen, Wasserstraßen



# 26. Internationaler Schifffahrtskongress



Brüssel / Belgien (Mai 1985) Deutsche Beiträge

#### Abteilung I

#### Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschiffahrt)

#### Thema 1

Technische, wirtschaftliche und Sicherheitsaspekte der Verbesserung der bestehenden Binnenschiffahrtssysteme: Verbesserung und Erneuerung mit Hauptgewicht auf Planungskonzepten und -verfahren, Gestaltungs- und Konstruktionstechniken für größere Leistungsfähigkeit, Kostenwirksamkeit und harmonische Anpassung an die Umwelt; aus der Vergangenheit gelernte Lektionen

#### Thema des Berichts

Technische und Sicherheitsaspekte für die Verbesserung bestehender Binnenschiffahrtssysteme

- A. in bautechnischer Hinsicht aufgezeigt am Beispiel des Mittellandkanals
- B. in schiffahrtstechnischer Hinsicht dargestellt anhand von Versuchsergebnissen über die Wirkung von Querströmungen auf das fahrende Motorschiff in Modell- und Großausführung

#### Berichterstatter:

- A. Abteilungspräsident Dipl.-Ing. H. Meyer Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte, Hannover
- B. Dr.-Ing, E. Schäle Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg

#### Zusammenfassung

A. Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien beim Ausbau des Mittellandkanals für die Wasserstraßenklasse IV unter Verkehr

Der Mittellandkanal stellt eine bedeutende künstliche Wasserstraße dar. Sie führt von Westen nach Osten und verbindet das Rhein-Ruhr-Gebiet mit der Weser und der Elbe und zugleich mit dem Elbeseitenkanal und darüber hinaus mit den mittel- und ostdeutschen Was-

serstraßen. Die Weststrecke des Mittellandkanals zwischen Dortmund-Ems-Kanal und Hannover wurde vor 7 Jahrzehnten, die Oststrecke zwischen Hannover und der Elbe vor 4 1/2 Jahrzehnten in Betrieb genommen. Der Verkehr nahm nach Fertigstellung des gesamten Kanals ein unerwartet hohes Ausmaß an und erreichte bereits nach dreijähriger Betriebszeit mit einem Aufkommen von rd. 12 Mio Tonnen das 2 1/2fache des der Planung zugrunde gelegten Verkehrsvolumens, welches dann nach dem zweiten Weltkrieg erst 1960 wieder erreicht wurde.

Die stetig fortgeschrittene Umstrukturierung in der Binnenschiffahrt nach dem zweiten Weltkrieg vom Schleppzug zum Gütermotorschiff, die inzwischen als abgeschlossen angesehen werden kann, hat bewirkt, daß die schnelleren und größeren Schiffe mit ihrem eigenen Antrieb infolge des damit erheblich angewachsenen Kräftespiels im Gewässer enorme Schäden am Kanalbett verursacht haben, die im Zuge der üblichen Unterhaltung des Kanalbettes nicht beseitigt werden können. Aufgrund der notwendigen Grundinstandsetzung und der Bedeutung des Verkehrsweges zeigt sich ein Ausbau nach der europäischen Wasserstraßenklasse IV als angebracht und wirtschaftlich.

Der Ausbau einer vorhandenen Wasserstraße, der ohne Trockenlegung des zu erweiternden und zu vertiefenden Bettes und bei laufendem Schiffsverkehr vorzunehmen ist, unterscheidet sich zwangsläufig in den Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien von dem Neubau einer künstlichen Wasserstraße. Die Wahl der Form des Ausbauquerschnittes — hier kommen mehrere Ausbauformen infrage — wird bestimmt durch die angrenzende Landschaft mit ihrer Höhenlage und ihren Besiedlungen und Anlagen. Die Auskleidungen des Kanalbettes — durchlässige und dichte — müssen unter Wasser eingebaut werden. Das erfordert anders geartete Baumethoden und sogar teilweise auch die Verwendung anderer Baustoffe, als dies bei einem neuen, im Trockenen hergerichteten Kanalbett der Fall ist.

Eine besondere Rolle spielt der Neubau von Querbauwerken. Über dem Fahrwasser sind Brücken neu zu errichten, unter dem Kanalbett sind im Zuge der Erweiterung und Vertiefung fast sämtliche Düker und Unterführungen von Verkehrswegen neu anzulegen.

Brücken werden vorwiegend als Fachwerkbrücken, als Stabbogenbrücken oder aber in Einschnittstrecken als Vollwandbrücken konzipiert. Die Überbauten werden in der Regel auf einer der zukünftigen Brückenrampen an Land hergestellt und auf einer Verschubbahn und mit Hilfe eines Einschwimmschiffes in wenigen Stunden über den Kanal gezogen und auf den neuen Widerlagern abgesetzt. Beim Bau kleiner bis mittelgroßer Düker kommen 2 Methoden zur Anwendung, und zwar die Einschwimmethode und die Vortriebmethode. Bei der Einschwimmethode wird ein an Land vorgefertigtes Dükerrohr schwimmend zur Einbaustelle gebracht und dort in die vorbereitete Querrinne abgesenkt und hernach das Kanalbett über dem Dükerrohr hergestellt. Bei der Vortriebmethode wird das Dükerrohr unter dem Kanalbett hindurchgepreßt. Große Unterführungsbauwerke, die sowohl der Unterführung von Wasserläufen als auch von Verkehrswegen dienen können, sind beim Ausbau des Mittellandkanals bisher in trockenen Baugruben seitlich des Kanals erstellt worden und nach Flutung der Baugruben und Durchstich zum Kanal hin schwimmend in den Kanal transportiert und in die vorbereitete Querrinne abgesenkt worden. Auf diese Weise sind Betonbauwerke mit einem Gewicht von bis zu 10 000 t zum Einbau gelangt.

Zum Stand der Bauarbeiten, zur Bauzeit und zu den Baukosten wird berichtet, daß das zu etwa 60 % fertiggestellte Bauvorhaben voraussichtlich um das Jahr 2000 zum Abschluß kommen wird und die Baukosten etwa 3 Milliarden DM betragen werden.

B. Untersuchung über die Wirkung erhöhter Querströmung neben Wehr- und Einlaufbauwerken auf das fahrende Binnenschiff — Ein gekürzter Beitrag zur Erarbeitung neuer Richtlinien für Auslegung und Betrieb

Die mit einer großen Zahl von Varianten ausgeführten Experimente im Natur- und Modellmaßstab ließen deutlich erkennen, daß es die Fahr- und Manövriereigenschaften heutiger Binnenmotorschiffe und Schubverbände erlauben, die Wassergeschwindigkeiten in Einlaufbauwerken an schiffbaren Strömen und Flüssen, ja selbst auch in sog. Stillwasserabschnitten erheblich höher anzusetzen, als vor Jahrzehnten angenommen.

Im diesbezüglichen Arbeitsausschuß eines nationalen Fachverbandes hatte der Bearbeiter dieser Forschungsarbeit folgende Richtwerte in Anlehnung an die Klasseneinteilung der europäischen Wasserstraßen und deren Verkehrsaufkommen am Einleitungsbauwerk vorgeschlagen:

Rhein und ähnliche Ströme:				: .		٠, ١	2,0 m/s
Flüsse der Klasse V:	1.					:	$1,5\mathrm{m/s}$
Stillwasserkanäle der Klasse IV:							$0.6\mathrm{m/s}$

Danach sollten Baulänge, Querschnitt und Energiewandler konstruktiv gestaltet werden.

A. Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien beim Ausbau des Mittellandkanals für die Wasserstraßenklasse IV unter Verkehr

von Abteilungspräsident Dipl.-Ing. H. Meyer Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte, Hannover

#### Inhalt

1.	Der Verkehrsweg Mittellandkanal und sein baulicher Zustand	4
2.	Umfang des Ausbauvorhabens, Einflüsse auf die Gestaltung	5
3.	Der Ausbau des Kanalbettes	,6
3.1	Kanalquerschnitte	6
3.2	Die Auskleidung des erweiterten Kanalbettes	8
4.	- Neubau der Brücken	11
5.	Querbauwerke unterhalb des Kanalbettes	12
5.1	Einschwimmrohrdüker	13
5.2	Vortriebdüker	14
5.3	Große Unterführungsbauwerke	16
6.	Stand der Bauarbeiten, Bauzeit und Baukosten	19

#### 1. Der Verkehrsweg Mittellandkanal und sein baulicher Zustand

Der Wert einer vom Westen nach Osten führenden künstlichen Wasserstraße als Verbindung des Rheines und des Ruhrgebietes mit der Weser und der Elbe und darüber hinaus mit den mittel- und ostdeutschen Wasserstraßen wurde bereits Mitte des vorigen Jahrhunderts erkannt. Aber erst Anfang dieses Jahrhunderts wurde dies Vorhaben realisiert. Der Mittellandkanal zwischen Dortmund-Ems-Kanal und Hannover wurde 1916 fertiggestellt. Die Fortsetzung des Kanalbaues bis zur Elbe war erst später — nach Beendigung des ersten Weltkrieges und nach Überwindung der wirtschaftlich schwierigen Folgejahre — möglich. Als im Jahre 1938 der Anschluß an die Elbe hergestellt war, entwickelte sich ein alle Erwartungen übertreffender Schiffsverkehr. Das der Planung zugrunde gelegte Verkehrsaufkommen von 4,5 Millionen Gütertonnen wurde bereits im gleichen Jahr erreicht. Drei Jahre später war der Verkehr mit rd. 12 Millionen Gütertonnen auf das 2 1/2fache angestiegen. Dieses Verkehrsvolumen wurde dann nach dem mit dem zweiten Weltkrieg in Zusammenhang stehenden völligen Rückgang des Verkehrs im Jahre 1960 wieder erreicht, obwohl die neu geschaffene Grenze zur DDR mit allen Folgeerscheinungen ein erhebliches Hindernis für den Verkehr in Richtung Elbe und Berlin bildete.

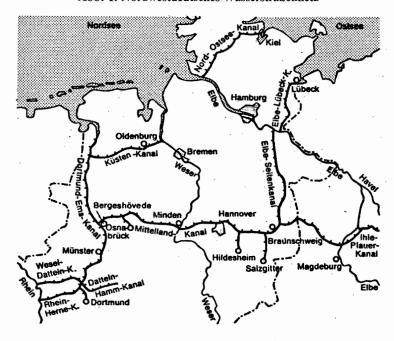


Abb. 1: Nordwestdeutsches Wasserstraßennetz

Inzwischen hat durch den Elbe-Seitenkanal als von der Wasserführung der Elbe unabhängige Verbindung nach Hamburg der Mittellandkanal noch an Wert gewonnen.

Seit Jahren bewegt sich der Gesamtverkehr auf dem Mittellandkanal gleichbleibend um etwa 16 bis 17 Millionen Gütertonnen, davon entfallen etwa 12 Millionen Tonnen auf den Gebietsverkehr, d.h. auf den Verkehr der Mittellandkanalhäfen mit Wasserstraßengebieten, etwa 4 bis 5 Millionen Tonnen entfallen auf den Durchgangsverkehr.

Damit hat der Mittellandkanal, der in seinem jetzigen Zustand der europäischen Wasserstraßenklasse III zuzuordnen ist, wesentliche Bedeutung sowohl für den Austausch von Massengütern im engeren nordwestdeutschen Bereich als auch als Wasserstraße für den Durchgangsverkehr.

Während bei der Planung Anfang dieses Jahrhunderts das Bett des Mittellandkanals für langsam fahrende Schleppzüge konzipiert war, wird er nunmehr ausschließlich von weit schneller fahrenden und mit eigenem Antrieb versehenen größeren Gütermotorschiffen beansprucht. Gerade diese Wandlung in der Schiffahrt hat zu erheblichen Steigerungen der das Kanalbett angreifenden Kräfte geführt. Die Folge sind starke Zerstörungserscheinungen insbesondere im Böschungsbereich, denen mit normalen Unterhaltungsmitteln nicht mehr begegnet werden kann.

Aber nicht nur das Kanalbett weist starke Schäden auf, sondern auch Brücken, Düker und Kanalunterführungen, soweit in der Bauzeit des Kanals vor etwa 70 Jahren errichtet, sind teilweise von erheblichen Schäden betroffen.

#### 2. Umfang des Ausbauvorhabens, Einflüsse auf die Gestaltung

Die Schäden am Kanalbett und an vielen Bauwerken allein zwingen zu einer Grundinstandsetzung. Die Bedeutung des Verkehrsweges im Gebiets- wie im Durchgangsverkehr erfordert eine Anpassung an das westdeutsche Wasserstraßennetz, welches nach der europäischen Wasserstraßenklasse IV ausgebaut ist bzw. wird, und an den nach Wasserstraßenklasse IV konzipierten Elbe-Seitenkanal. Unter Beachtung beider Erfordernisse wird nunmehr der Mittellandkanal mit seinen Stichkanälen auf einer Länge von rd. 315 km für das 1 350-t-Gütermotorschiff ausgebaut. Er muß verbreitert und vertieft werden. Entsprechend der Landschaftsstruktur wird das Kanalbett verschiedene Formen erhalten, worauf im folgenden noch einzugehen ist. Wesentlichen Einfluß auf die Profilgestaltung hat aber auch die Forderung, mit zweckmäßigen technischen Lösungen und Arten der Bauausführung nach den Grundsätzen der Wirtschaftlichkeit dafür Sorge zu tragen, daß die Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs während des Ausbaus grundsätzlich gewährleistet werden kann. Lediglich kurzfristige Sperrungen können in Kauf genommen werden. Je nachdem ob der Kanal in Einschnittstrekken liegt oder ob er in Dammkörpern und Überführungsbauwerken eingebettet ist, ob er Täler und Verkehrswege quert oder durch Städte führt, wo an das Kanalbett unmittelbar Besiedlungen angrenzen, oder ob er sich durch eine freie unbebaute Landschaft zieht, werden die Gestaltungs- und Konstruktionselemente und damit in Zusammenhang die Bauausführung sehr unterschiedlich sein. Sie dürften sich auch ganz generell von den Konstruktionsprinzipien unterscheiden, die bei einem Neubau einer künstlichen Wasserstraße, wie beispielsweise dem Main-Donau-Kanal, zur Anwendung gelangen.

Den erweiterten und damit veränderten Kanalquerschnitten sind die über den Kanal hinwegführenden Straßen- und Eisenbahnbrücken und die unter dem Kanalbett liegenden Straßenunterführungsbauwerke und Düker, mit denen kleinere, den Kanal kreuzende Wasserläufe unterführt werden, anzupassen. Die Brücken erhalten im allgemeinen nicht nur eine größere Spannweite, sie sind in den meisten Fällen auch höher zu legen, um für die Schiffahrt eine Mindestdurchfahrtshöhe von 5,25 m zu erhalten. Darüber hinaus werden in zahlreichen Fällen die neuen Brücken unter Kostenbeteiligung der zuständigen Straßenbauverwaltungen breiter gebaut, um sie dem gewachsenen Landverkehr anzupassen. Nur in einzelnen Fällen kann der vorhandene Brückenüberbau weiterhin verwandt werden.

Für die Düker genügt nur in wenigen Fällen eine Verlängerung. Meist wird infolge der erforderlichen Tieferlegung ein Neubau unumgänglich. Dies gilt auch für Unterführungsbauwerke von Verkehrswegen.

An Brücken sind 268 Straßen- und Wegebrücken und 40 Eisenbahnbrücken neu bzw. in einzelnen Fällen umzubauen, für 192 Düker und Unterführungen werden Ersatzbauwerke erforderlich bzw. wird in einzelnen Fällen eine Anpassung durch Verlängerung notwendig. Beim Neubau der Düker ist verschiedentlich die Zusammenfassung mehrerer alter Düker in einem neuen Bauwerk möglich.

#### 3. Der Ausbau des Kanalbettes

#### 3.1 Kanalquerschnitte

Der derzeitige Kanalquerschnitt ist mit einer Größe von etwa 80 m² zu erweitern auf eine solche von 167—168 m². Die Größe des erweiterten Querschnittes ergibt sich aus der Forderung, daß der Kanalquerschnitt gegenüber dem Querschnitt des voll eingetauchten Gütermotorschiffes mit 9,50 m Breite und 2,50 m Eintauchtiefe das 7fache betragen soll. Naturversuche am Nordostseekanal und am Main-Donau-Kanal bei Bamberg sowie Modellversuche bei verschiedenen Versuchsanstalten haben ergeben, daß bei Schiffsgeschwindigkeiten von max. 12 km/h das Verhältnis n = 7 in nautischer und wirtschaftlicher Hinsicht optimal ist. Die Verhältniszahl n = 7 wird damit als für die Größe des erweiterten Kanalquerschnittes maßgebend angenommen.

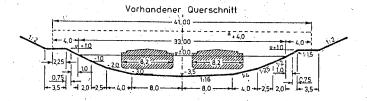
Für den Ausbau des Mittellandkanals sind drei Regelquerschnittsformen entwickelt worden.

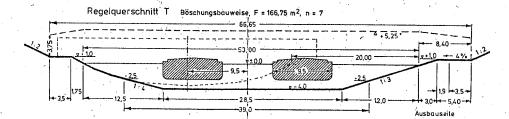
Der Regelquerschnitt T (Trapezprofil) entspricht weitgehend dem Muldenprofil natürlicher Wasserläufe und stimmt im großen und ganzen mit der Querschnittsgestaltung neuer Kanäle wie Elbe-Seitenkanal und Main-Donau-Kanal überein. Seine Anwendung wird bevorzugt. Grundsätzlich wird der Regelquerschnitt T dort gewählt, wo es die umgebende Landschaft zuläßt. Dies ist dann der Fall, wenn die Geländehöhe nur unwesentlich von der Höhenlage des Kanalwasserspiegels abweicht und Besiedlungen oder Industrieanlagen nicht hinderlich sind. Dies Kanalprofil fügt sich am natürlichsten in die Landschaft ein und läßt eine Begrünung der Böschungen oberhalb der Wasserlinie zu. Gerade diese Möglichkeit wird in wachsendem Maße in ökologischer Hinsicht gefordert.

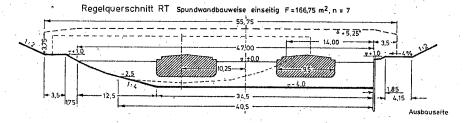
Demgegenüber gibt es viele Kanalstrecken, in denen die Anwendung des Regelquerschnittes T aus technischen oder aber auch aus wirtschaftlichen Gründen nicht sinnvoll ist. Hierunter fallen Dammstrecken, Bereiche, in welchen Siedlungen und industrielle Betriebe bis an den Kanal heranreichen oder aber auch tiefgelegene Einschnittstrecken.

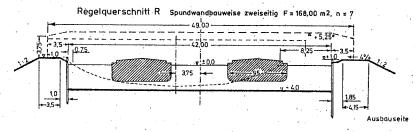
In Dammstrecken kommt im allgemeinen der Regelquerschnitt R (Spundwandbauweise zweiseitig) oder aber auch Regelquerschnitt RT (Spundwandbauweise einseitig) zur Ausführung. Aus technischen Gründen wird es für notwendig erachtet, das erweiterte Kanalbett im vorhandenen konsolidierten Kanaldamm unterzubringen. Damit bleibt das Kanalbett von verschiedenartigen Setzungen, die sich im Zuge der notwendigen Dammverbreiterung ergeben, unberührt. Die ein- bzw. zweiseitigen Dammverstärkungen setzen sich wegen ihres größeren Auflockerungsfaktors in den ersten Jahren ihrer Anschüttung stärker als der alte Kanaldamm, dessen Setzungen im Laufe von 50—70 Jahren bereits abgeklungen sind. Ein

## Regelquerschnitte









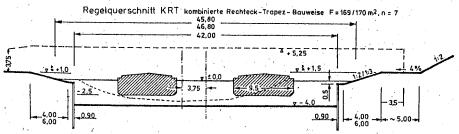


Abb. 2: Regelquerschnitte

teilweise im alten Damm und teilweise in der Anschüttung konzipiertes Kanalprofil würde die verschiedenartigen Setzungen im Sohlbereich aufnehmen müssen, und es würde zu Rissen ir der notwendigen Kanalbettdichtung kommen.

Ein weiterer Faktor für die Profilwahl ist die Tatsache, daß während des Ausbaues und damit der Vertiefung und der Verbreiterung des Kanalprofils die alte vorhandene Dichtung ir Dammstrecken entfernt werden muß und es zwangsläufig zu Durchfeuchtungen des gesamter Dammkörpers kommt, wobei auch der Grundwasserspiegel im angrenzenden Gelände angehoben werden kann. Hier gilt es, die neue Dichtung so einfach wie möglich zu gestalten und sie in ihrer Flächengröße möglichst klein zu halten. Beim Rechteckprofil bilden Spundwände die bereits vor Inangriffnahme der Baggerarbeiten geschlagen werden, bereits fertige Seitendichtungen. Nach Beseitigung der Baggermassen zur Herstellung des neuen Profiles bedarf es dann nur noch der Einbringung einer neuen waagerechten Dichtung unter Wasser, was mit den zur Verfügung stehenden Methoden, auf die noch eingegangen wird, relativ einfach ist.

In städtischen Bereichen reichen Besiedlungen oder auch industrielle Anlagen in der Regel derart weit an die Kanalböschung heran, daß eine Erweiterungsmöglichkeit nur noch beschränkt gegeben ist. Es bietet sich hier aus technischen Gründen die Anwendung des Regelquerschnittes R an. Aber selbst dann, wenn hier und dort Erweiterungsmöglichkeiten gegeben sind, wird aus wirtschaftlichen und ökologischen Gründen auf eine wesentliche Erweiterung verzichtet; die Kosten für erforderlichen Grunderwerb dürften sich hier enorm hoch belaufen, und es würden wertvolle Grünzonen im Stadtgebiet zerstört werden.

In tiefen Einschnittstrecken zieht eine Erweiterung des Kanalprofils einen erheblichen Bodenabtrag über der Wasserlinie nach sich. Hier ist abzuwägen, ob dem Rechteckprofil R mit vermindertem oder völligem Fortfall von Bodenabtrag über der Wasserlinie der Vorzug zu geben ist, was in der Regel der Fall ist. Es bereitet Schwierigkeiten und ist unwirtschaftlich, größere Bodenmengen in der weiteren Kanalumgebung unterzubringen.

Inzwischen ist noch ein weiterer Regelquerschnitt entwickelt worden, das sog. KRT-Profil. Es stellt eine Kombination zwischen Rechteck- und Trapezprofil dar in der Art, daß das Rechteckprofil etwa 1/2 m unter der Wasserspiegellinie endet und sich weiter aufwärts Böschungen anschließen. Dies Profil hat den Vorteil, daß es gegenüber dem Trapezprofil flächensparend ist, im Wasserspiegelbereich aber die Vorteile desselben bietet. Während der Rechteckquerschnitt die Möglichkeit des Hinüberschwimmens von Tieren ausschließt und für diese zu einer sog. Falle werden kann und auch für den schwimmenden Menschen besondere Vorrichtungen zum Aussteigen erforderlich sind, bietet der abgewandelte Querschnitt im Wasserspiegelbereich ebenso wie der Trapezquerschnitt Tieren und Menschen Ausstiegsmöglichkeit. Weiter kann sich im Wasserspiegelbereich bei entsprechender Gestaltung der Böschungen Bewuchs ansiedeln. Nachteile für die Schiffahrt haben sich bisher nicht gezeigt.

#### 3.2 Die Auskleidung des erweiterten Kanalbettes

Die Art der Auskleidung des Kanalbettes wird durch mehrere Fakten, in erster Linie durch die Höhenlage des Kanalwasserspiegels gegenüber dem angrenzenden Gelände und damit gegenüber dem natürlichen Grundwasserspiegel und durch die Struktur des Untergrundes bestimmt. Im allgemeinen werden Kanalstrecken mit einem gegenüber dem Grundwasserspiegel tiefer liegenden Wasserspiegel mit durchlässigen, bis zur Kanalsohle herabreichenden Böschungsbefestigungen versehen, wobei die Kanalsohle nicht besonders befestigt wird. Hingegen werden überall dort, wo der Wasserspiegel des Kanals höher liegt als das angrenzende

Mittelkies

Gelände bzw. der natürliche Grundwasserspiegel, neben einer Abdichtung der Kanalsohle undurchlässige Böschungsbefestigungen eingebaut, sofern nicht eine Spundwand die Funktion der seitlichen Dichtung übernimmt. Das gesamte Kanalbett wird also abgedichtet.

Böschungsbefestigung

## durchlässig undurchlässia 40cm Steinschüttung 10cm Quarzsandschotter Filterschicht

Abb. 3: Durchlässige und undurchlässige Böschungsbefestigung

50cm Ton

Bestandteile einer durchlässigen Böschungsbefestigung sind Filterschicht und Decklage. Bestandteile einer undurchlässigen Böschungsbefestigung sind Dichtungsschicht, Schutzschicht und Decklage. Diese Elemente sind unter Wasser einzubauen, sie müssen voll wirksam sein und sollen nach Möglichkeit nur einer geringen Unterhaltung bedürfen. Diese Forderung zu erfüllen, ist naturgemäß schwierig. Die herkömmlichen Bauweisen, wie sie insbesondere im Trockenbau angewandt werden, sind beim Bauen unter Wasser entweder technisch nicht oder nur bedingt durchführbar, oder aber ihre Anwendung scheitert an der hier gegebenen Unwirtschaftlichkeit. So überrascht es kaum, daß beim Ausbau des Mittellandkanals laufend versucht wird, mit neuen Baumethoden und Baustoffen technisch befriedigende Lösungen, die gleichzeitig wirtschaftlich sein sollen, zu entwickeln.

Das Problem des Einbaues wirksamer durchlässiger Böschungsbefestigungen kann als gelöst angesehen werden. Während die Filterschicht im Trockenen auch heute noch häufig als gestufter Filter aus Sand, Kies und Splitt hergestellt wird, werden bereits seit Jahren im Mittellandkanalbereich beim

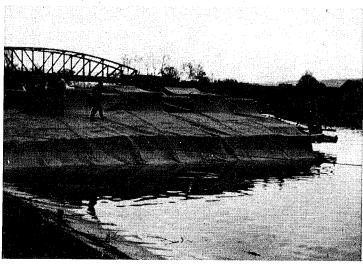


Bild 1: Einbau von Filtervliesmatten

Unterwassereinbau ausschließlich Filtervliesmatten eingebaut, die im Unterwasserbereich auf den Böschungen abgerollt werden können und voll die Funktion eines Filters übernehmen. Als Decklage kommen nach wie vor Schüttsteine, aber auch Betonformsteine infrage. In jedem Fall ist eine Verbundwirkung zwischen den einzelnen Steinen anzustreben. Dies ist bei Schüttsteinen mit einem Bitumenverguß oder auch Mörtelverguß möglich. Es sind inzwischen Betonformsteine entwickelt worden, deren Einbau ebenfalls unter Wasser durchführbar ist und deren Konstruktion einen gegenseitigen gelenkigen Verbund ermöglicht. Ein wesentlicher Vorteil dieses Systems liegt darin, daß eine hervorragende Begrünung der Böschungen im Wasserspiegelschwankungsbereich und darüber möglich ist, was den in der heutigen Zeit gestellten Forderungen an Landschaftsgestaltung sehr entgegen kommt.



Bild 2: Begrünte Böschung — Böschungsbefestigung aus Beton-Verbundsteinen (Terrafix-Deckwerksystem)

Auch undurchlässige Böschungsbefestigungen und Sohlendichtungen werden am Mittellandkanal mit Erfolg unter Wasser eingebaut. Hier haben bereits verschiedene Verfahren Anwendung gefunden. Um die Jahrhundertwende wurde bei den im Trockenen hergestellten Kanalstrecken fast ausschließlich Ton als Dichtungsschicht in 40 bis 50 cm Dicke eingebaut und mit einer etwa ebenso starken Schutzschicht und mit einer Steinabdeckung auf den Böschungen versehen. Die hervorragende Bewährung dieses Systems hat dazu geführt, Methoden zu erarbeiten, nach denen Ton auch unter Wasser eingebaut werden kann. Mehrere längere Dammstrecken im Mittellandkanal sind inzwischen im Zuge des Ausbaues mit einer neuen Tondichtung versehen worden.

Der Toneinbau erfolgt von U-förmig angeordneten Spezialpontons aus (Bild 3), die mittels ausfahrbarer Stempel auf dem Untergrund abgestützt werden, wobei die beiden Schenkel eine fahrbare Arbeitsbühne mit dem Einbaugerät aufnehmen. Das Einbaugerät ist innerhalb der Arbeitsbühne beweglich. Auf diese Weise kann der ganze Bereich zwischen den Schenkeln des Spezialpontons systematisch bestrichen werden. Das Einbaugerät selbst besteht aus einem Fülltrichter, in den der einzubauende unverarbeitete Ton geschüttet wird. Dieser wird dann als Preßton mittels einer Förderschnecke durch ein bis zum Einbauort reichendes Rohr mit Verteilerschuh gepreßt. Zwei Lagen von je 10 cm bis 15 cm Dicke ergeben sich eine nahtlose

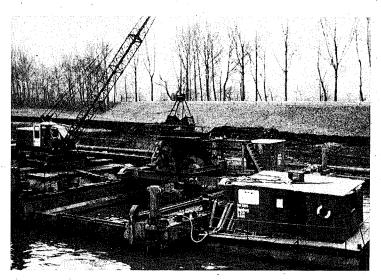


Bild 3: Toneinbaugerät

wirksame Dichtungsschicht, auf die dann im Bereich der Sohle eine mehrere Dezimeter dicke Geröllschutzschicht bzw. im Bereich der Böschung zusätzlich noch Schüttsteine aufgebracht werden können.

Neben dem Naturprodukt Ton finden aber auch Dichtungen aus Asphalt oder Beton Anwendung. Nach allen bisherigen Erfahrungen erscheint der Einbau von Ton oder aber auch der Einbau von Mischungen mit hydraulischem Binder, die Ton als Grundstoff enthalten, am praktikabelsten. Dies schon allein auch deswegen, weil Ton nachgiebig (plastisch) ist und sich Verformungen im Dammkörper anpaßt.

#### 4. Neubau der Brücken

Die Konstruktionsmerkmale der neuen Brücken werden durch folgende Bedingungen bestimmt:

- 1. Stützenfreiheit im gesamten Lichtraumprofil,
- 2. Beschränkte Bauhöhe bei allen Brückenüberbauten, soweit deren Anschluß an die Verkehrswege Brückenrampen erforderlich macht, und
- 3. Montage ohne wesentliche Behinderung der Schiffahrt.

Diese Bedingungen haben dazu geführt, daß bisher vorwiegend Überbauten aus Stahl verwendet worden sind, und zwar als Fachwerkbrücken, als Stabbogenbrücken und — in Einschnittstrecken — als Vollwandträgerbrücken.

Für den Ausbau der alten und den Einbau der neuen Brücken bietet sich das gleiche Montageverfahren an. Mittels eines Montageschiffes werden die alten von ihren Auflagern zuvor abgehobenen Brücken über eine zu diesem Zweck angelegte Verschubbahn auf eine Brückenrampe gefahren und dort zur Demontage abgesetzt. Nach dem gleichen Verfahren werden die

neuen Überbauten von ihrer Montagerampe, einer der späteren Brückenrampen, aus eingebaut.

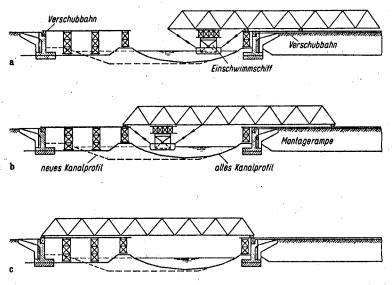


Abb. 4: Einschwimmvorgang einer Brücke

Der Einschwimmvorgang ist in Abb. 4 dargestellt. Das Aus- und Einschwimmen eines Brückenüberbaus erfolgt jeweils innerhalb weniger Stunden, so daß nur eine kurzfristige völlige Schiffahrtssperre erforderlich wird.

#### 5. Querbauwerke unterhalb des Kanalbettes

Querbauwerke, die künstliche Wasserstraßen unterhalb des Gewässerbettes kreuzen, dienen entweder der Unterführung von Bächen und Vorflutern oder aber von Land- und Schienenverkehrswegen. Naturgemäß kreuzen sie die Wasserstraße vorwiegend in Dammstrecken, also in solchen Strecken, in denen der Wasserspiegel des künstlichen Gewässers höher liegt als das angrenzende Gelände. Derartige Querbauwerke stellen in dem weitgehend homogenen Aufbau eines Kanaldammes mit der Dichtung für das Kanalbett einen Störkörper dar; ihr Einbau muß mit äußerster Sorgfalt geplant und durchgeführt werden.

Es gibt zwei Arten von Unterführungsbauwerken, und zwar einmal Bauwerke, die unabhängig von der Kanalbettdichtung in tieferer Lage unterführt werden — dies sind meistens kleinere Düker und Durchlässe —, zum anderen Bauwerke, die so gestaltet sind, daß die dem Kanalbett völlig angepaßt sind und so dessen Funktionen in ihrem Bereich mit übernehmen, also gleichzeitig auch die Dichtung ersetzen.

Bei ersteren Bauwerken ist von wesentlicher Bedeutung, daß sich bei einer nicht 100%igen funktionsfähigen Dichtung gerade am Bauwerkskörper entlang wegen des größeren Hohlraumgefüges bevorzugte Sickerströmungen bilden können und dies schließlich zu einer rückschreitenden Erosion führen kann. Daher sind diese Bauwerke an ihren Kopfenden entweder mit besonders großen Dichtungsschürzen zu versehen, die den Sickerweg wesentlich verlän-

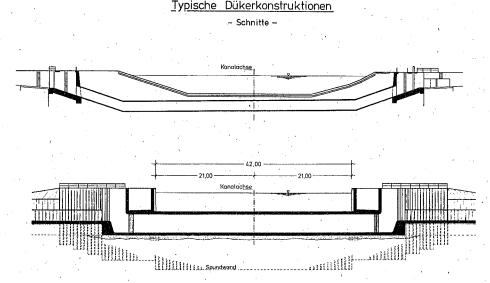


Abb. 5: Dükerschnitte

gern, oder aber es sind auf der Luftseite an den Kopfbauwerken filterwirksame Materialien einzubauen, die bei Austritt von Sickerwasser das Mitführen von Bodenbestandteilen verhindern. Bei letzterer Konstruktion — Bauwerk mit gleichzeitiger Funktion als Gewässerbett — sollte eine mehrfache Sicherung eingebaut werden in der Form, daß einmal eine möglichst plastische Dichtungsschicht — am besten Ton — bis an den Baukörper herangezogen und keilförmig ausgebildet wird, weiter aber die aus dem Kanalprofil herausragenden Kopfbauwerke mit weitreichenden und tief herunterragenden Spundwandschürzen zu versehen sind. Die Situation am Mittellandkanal — Einbau dieser Bauwerke unter Wasser bei laufendem Schiffsverkehr — zwingt häufig zu zussätzlichen Maßnahmen vom Bauvorgang her, wie beispielsweise Abspunden der zu baggernden Rinne quer durch das Kanalbett hindurch zur Aufnahme der Querbauwerke.

#### 5.1 Einschwimmrohrdüker

Im Laufe der letzten Jahre sind viele Einschwimmrohrdüker eingebaut worden. Die Durchmesser dieser Einschwimmrohrdüker schwanken zwischen 1 m und 2 1/2 m, wobei auch verschiedentlich Doppeldüker mit verschiedenen Durchmessern zum Einbau gelangt sind. Der Bauvorgang für die Errichtung eines neuen Dükers nach der Einschwimmethode verläuft wie folgt:

Die an Land montierten Dükerrohre werden schwimmend zur Einbaustelle gebracht und mit ihren Enden während der Flutung des Dükerrohres in die zum Kanal hin zunächst offenen Baugruben für die Dükerhäupter eingeführt.

Für den Einbau des Dükerrohres im Bereich des Kanalbettes ist zuvor eine Querrinne in einer Tiefe in das Kanalbett zu baggern, welche das maßgerechte Verlegen des Dükerrohres zuläßt. Zu beachten ist, daß nach Verlegung die Verfüllung der Querrinne, insbesondere der Raum bis zur Rohroberkante, mit geeignetem Material (Kies-Sand-Gemisch) erfolgt und eine

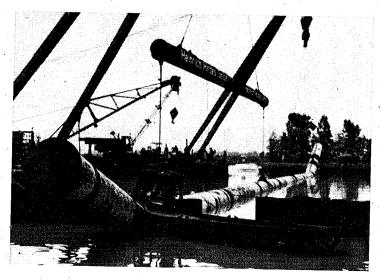


Bild 4: Absenken eines Rohrdükers

dichte Lagerung erreicht wird. Die wasserseitigen, das Dükerrohr umschließenden Spundwände der Dükerhäupter werden mit Taucherhilfe völlig geschlossen, so daß anschließend die Spundwandkästen, in denen die Dükerhäupter errichtet werden, leergepumpt werden können und der Bau des Einlauf- und des Auslaufbauwerks vorgenommen werden kann.

Die Spundwandkästen bilden stets in den Kanaldämmen einen kritischen Bereich. Vor allem ist die Gefahr eines Grundbruches in den leergepumpten Kästen gegeben.

#### 5.2 Vortriebdüker

Eine weitere Baumethode stellt die des Vortreibens von Dükerrohren unter dem Kanalbett hindurch von außen her dar (Abb. 6). Der Vorteil dieses Verfahrens ist, daß sich die gesamte Baudurchführung

### Dükerbau mit Druckluft-Schildvortrieb

- Schematische Darstellung-

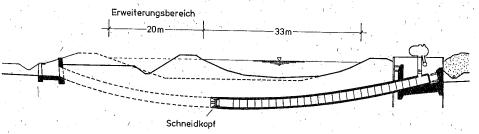


Abb. 6: Vortriebdüker

außerhalb des Kanalbettes abspielt, unbemerkt von der Schiffahrt. Technisch gesehen ist dies eine sehr elegante Lösung, sie birgt aber auch gewisse Gefahren in sich. Das Vorpressen von Rohrsegmenten von außen her und der Bodenabbau im Schild vor Ort kann nur unter zusätzlichem Luftdruck erfolgen, der so hoch zu bemessen ist, daß der Überdruck in den Rohrsegmenten der Wassersäule im Kanalbett das Gleichgewicht hält. Nach den vorliegenden Erfahrungen ist dies Verfahren nur dort anzuwenden, wo die Bodenüberdeckung des Rohres das 1 1/2 fache des Rohrdurchmessers, mindestens aber 3 m, beträgt und der Boden von bindiger Konsistenz ist. Die Baugrube für das Vorpreßgerät, in der später das Einlaufbauwerk untergebracht wird, ist entsprechend hoch zu umspunden, damit bei einer Flutung des Vortriebsrohres mit der Folge der Flutung der Vorpreßgrube ein Auslaufen des Kanals verhindert wird. Mehrere derartige Vortriebsdüker sind am Mittellandkanal bereits gebaut worden mit Durchmessern bis zu 3 m.

Für den Rohrvortrieb wird zunächst der Schneidkopf in der Ausgangslage angesetzt und zusammen mit einem Rohrsegment in die vorgesehene Richtung vorgetrieben.

Der Vortrieb um je eine Rohrlänge erfolgt in der Weise, daß zwischen Vorpreßeinrichtung mit Endrohr ein neues Rohrsegment eingefügt wird (Bild 5)

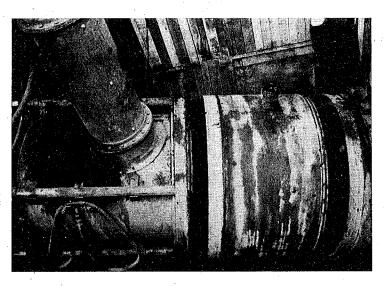


Bild 5: Einfügen eines neuen Rohrsegmentes

und in der nächsten Arbeitsphase das Rohrsegment mit dem schon vorgepreßten Dükerstrang um eine Rohrsegmentlänge weiter vorgepreßt wird. Die einzelnen Rohrstöße müssen besonders abgedichtet werden. Hierzu dient eine am Ende eines jeden Rohres angebrachte Stahlummantelung, die über das nächste Rohrsegment greift und in die Dichtungsringe hineingelegt werden.

Der vor Ort gewonnene Boden kann sowohl im Trockentransport als auch über eine Spülleitung im Spülverfahren beseitigt werden.

#### 5.3 Große Unterführungsbauwerke

Neben den Dükern mit relativ kleinen Querschnitten sind aber am Mittellandkanal auch große Unterführungsbauwerke errichtet worden, die entweder als Düker konzipiert sind oder aber auch der Unterführung von Straßen- und Gleiskörpern dienen.

Ein entsprechendes Bauwerk stellt ein neu errichtetes Unterführungsbauwerk bei Minden dar, welches hier beschrieben werden soll.

## Straßen- und Bahnunterführung Minden-Dankersen

- Schnitt durch Bauwerkskörper in Kanalachse-

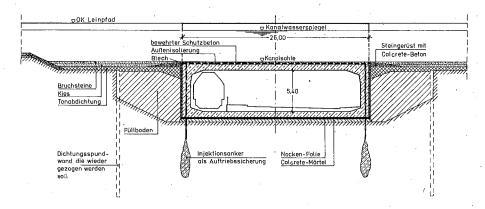


Abb. 7: Straßen- und Bahnunterführung Minden — Dankersen — Schnitt

Das Bauwerk ist eine Rahmenkonstruktion. Es hat eine Länge von 56 m, eine Breite von 26 m und eine Höhe im Dammbereich von 12,40 m und im Kanalbereich von 7,40 m. Die innere lichte Konstruktionshöhe beträgt 5,40 m bei einer lichten Breite von 24 m. Es nimmt einen 80 bis 90 cm hoch gelegenen Straßenkörper auf, der eine Fahrspurbreite von 12 m und auf jeder Seite Rad- und Gehweg von je 3,70 m Breite hat, weiter einen einspurigen Gleiskörper nach den Maßen des Bundesbahnregelprofils. Das gesamte Stahlbetonbauwerk ohne zusätzliche Einbauten hat ein Gewicht von annähernd 10 000 t unter Verwendung von rd. 300 t Stahl. Der Querschnitt ist ohne Unterbrechung von Vertikalstützen. Damit soll die Möglichkeit offengehalten werden, bei Verzicht auf den Gleisstrang den vollen Querschnitt für Straßenverkehr auszunutzen. Für eine Rahmenkonstruktion ist das Verhältnis der Breite zur Höhe sehr ungünstig, daher war die konstruktive Ausbildung insbesondere hinsichtlich der Bewehrung relativ schwierig.

In einer direkt neben dem Kanal liegenden Baugrube, die gleichzeitig in der Achse der Straßenunterführung lag, erfolgte die Herstellung des kompletten Bauwerks, allerdings ohne Einbau des Straßen- und Schienenkörpers. Die zeichnerische Darstellung

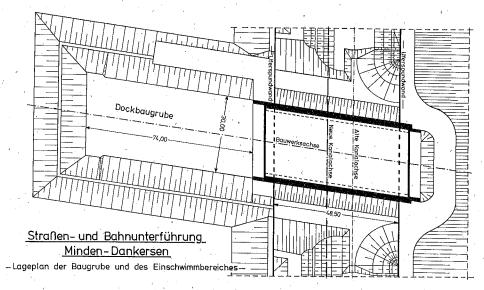


Abb. 8: Lageplan des Baubereiches

in Abb. 8 gibt die örtliche Situation wieder. Die Sohle der Baugrube war mit einer 20 cm dikken dichten Betonschicht und darüber mit einer 15 bis 20 cm dicken Porenbetonschicht versehen. Letztere war gewählt worden, um auf jeden Fall ein reibungsloses Aufschwimmen des Bauwerks zu gewährleisten.

Neben der Herstellung des eigentlichen Tunnelkörpers waren Rahmenbauwerke im nordseitigen und im südseitigen Damm zur Einbindung des Tunnelkörpers erforderlich. In diese Rahmen war der Tunnelkörper hineinzuschieben. Bild 6 gibt einen Überblick über die gesamte Baustelle wieder.

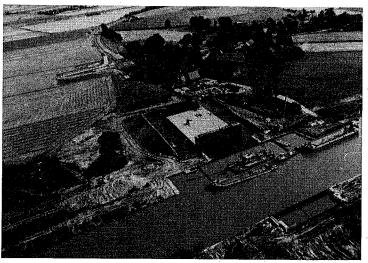


Bild 6: Übersicht über den Baubereich

Schließlich war aber noch eine Querrinne im Kanalbett herzustellen (Abb. 7), in die der Tunnelkörper schwimmend hineinbewegt werden mußte. Die Querrinne ist mit etwa 16 m langen Spundbohlen abgespundet. Sie reichen bis in eine undurchlässige Schicht und bilden zusammen mit den Spundwänden in den Kanaldämmen einen geschlossenen, annähernd wasserundurchlässigen Kasten. Auf diese Weise wurde während der Bauzeit ein Eindringen größerer Kanalwassermengen in den Untergrund verhindert. Zusätzlich waren an den 4 Ecken der Baugrube Pumpenanlagen installiert worden, um infiltriertes Wasser in den Kanalzurückpumpen zu können. Eine entsprechende Forderung beruhte darauf, daß eine Verunreinigung des Grundwassers im vorhandenen Wassergewinnungsgebiet durch stark chloridhaltiges Kanalwasser nicht stattfinden durfte.

Innerhalb von 2 Stunden wurde der Körper mit Hilfe von Winden schwimmend aus dem Dock heraus in die richtige Position vorgezogen zum späteren Absenken in die ausgebaggerte Rinne. Auf der Rückseite wurde er so festgehalten, daß er während des Schwimmvorganges nicht aus der Längsachse laufen konnte.

Das Absenken nahm einen ganzen Tag in Anspruch. Durch Ballastieren mit Wasser konnte dem Auftrieb mehr und mehr Gewicht entgegengesetzt werden, so daß sich der Schwimmkörper genau steuerbar absenken ließ. Der Innenraum des Tunnels war in 22 Flutkammern durch Holztrennwände aufgeteilt, um bei Schrägstellungen einen gefährlichen Wasserschlag in seiner Wirkung zu begrenzen.

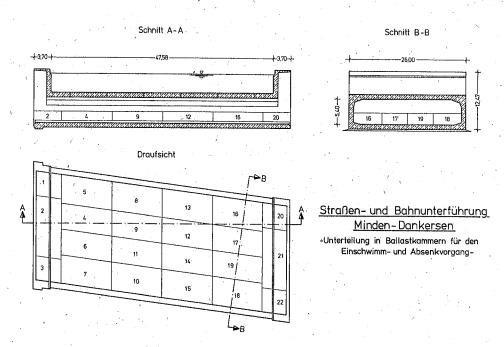


Abb. 9: Unterteilung des Tunnelkörpers in Ballastkammern

Das Füllen erfolgte über 4 Pumpen von je max. 150 m³/h, die zur Grundwasserabsenkung ohnehin vorhanden waren. Im Inneren waren vorsorglich 10 kleinere Pumpen installiert, mit

deren Hilfe bei Abweichungen von der horizontalen Schwimmlage des Körpers eine Korrektur durch Überpumpen zwischen den Flutkammern vorgenommen werden sollte. Von dieser Möglichkeit mußte vielfach Gebrauch gemacht werden. Insbesondere beim Eintauchen der Decke ergaben sich mehrfach leichte Drehungen um die Längsachse, die immer wieder durch Austrimmen der Flutkammern ausgeglichen werden mußten. In Längsrichtung ergaben sich beim Absenken keine Probleme, da der Auftrieb der Kopfbauwerke stabilisierend wirkte.

Beim Erreichen der Endlage setzte sich der Tunnelkörper mit geringer Teillast, die durch entsprechende Wasserfüllung gesteuert werden konnte, auf den unten liegenden Auflagerbänken der in die Kanaldämme eingebundenen Rahmenbauwerke ab. Die Querrinne im Kanalbett war unter dem Körper ca. 40 cm tiefer gebaggert worden.

Der dichte Anschluß des Tunnelkörpers an die Rahmenbauwerke stellte ein besonderes Problem dar.

Das dem Baudock gegenüberliegende Endkopfbauwerk war so konstruiert, daß nach Einschwimmen und Absenken des Tunnelkörpers eine in sich geschlossene rechteckige Grube entstand, die an ihren Längsseiten begrenzt wurde von der Stirnwand des Tunnelkörpers und der äußeren Einfassungsspundwand der Baugrube für das Kopfbauwerk. Durch Auspumpen dieser Grube entstand ein horizontaler Wasserüberdruck, der den Tunnelkörper gegen die Rahmenbauwerke drückte. Entsprechende Gummiwulstdichtungen sorgten für die dichte Einbindung des Tunnelkörpers in die Rahmenbauwerke. Später wurden noch durch Injektionen weitere Dichtungsanschlüsse geschaffen.

Der 40 cm hohe Raum zwischen der Sohle des Einschwimmgrabens und dem Tunnelkörper wurde zum Erreichen einer flächigen Auflagerung mit Zementmörtel verpreßt. Hierzu waren in der Sohle des Tunnelkörpers Verpreßstutzen einbetoniert worden. Gleichzeitig mit dem Verfüllen der Seitenräume neben dem Bauwerk konnten die 40 Injektionsanker zur Auftriebssicherung eingebaut werden. Der Anschluß der Tondichtung für die Kanalsohle wurde keilförmig verstärkt und zur Kolk- und Ankerwurfsicherung durch ein vermörteltes Steingerüst abgedeckt. Auf diese Weise wurde ein setzungsunempfindlicher Übergang geschaffen, da sich der plastische Ton an der glatten Bauwerkswand bewegen kann, ohne daß Hohlräume oder Risse entstehen. Nach Fertigstellung dieser Dichtungen stellte sich das Grundwasser auf seinen natürlichen Stand in Höhe der Tunnelsohle wieder ein. Damit ist die Gefahr eines späteren Auftriebes nicht vorhanden.

Nach Lenzen der Dockbaugrube und Ausbau der Verschlüsse an den Tunnelöffnungen konnte der Weg durch die als Rohbau fertiggestellte Unterführung freigegeben werden.

#### 6. Stand der Bauarbeiten, Bauzeit und Baukosten

Annähernd zwei Jahrzehnte wird bereits an diesem großen Ausbauvorhaben gearbeitet; es ist zu 60 % fertiggestellt. Abbildung 10 gibt einen Überblick über die fertiggestellten und über die im Bau befindlichen Bereiche. In den fertiggestellten Strecken sind sowohl der Ausbau des Kanalbettes als auch die Errichtung aller kreuzenden Bauwerke durchgeführt.

Ursprünglich war vorgesehen, das Bauvorhaben noch in diesem Jahrzehnt abzuschließen. Jedoch zeichnete sich bereits vor Jahren — vorwiegend aus finanziellen Gründen — ab, daß der Ausbau des Mittellandkanals erst etwa um das Jahr 2000 wird abgeschlossen werden können.

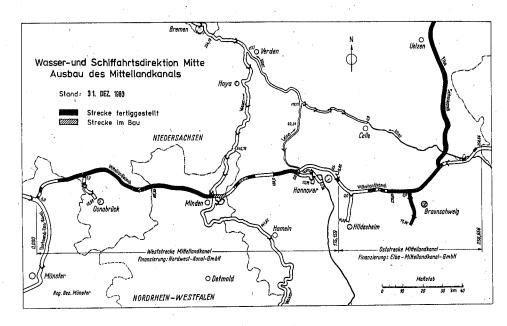


Abb. 10: Stand der Bauarbeiten

Die gesamten Kosten des Bauvorhabens belaufen sich nach dem jetzigen Kostenstand auf etwa 3 Milliarden Deutsche Mark.

#### Schrifttum

Schmidt, D.: Aus- und Einschwimmen von stählernen Brücken über den MLK. Der Stahlbat 11 (1971), Seiten 344—346.

Klimpel, P.M.: Straßentunnel unter dem Mittellandkanal in Minden-Dankersen. Tiefbau Ingenieurbau und Straßenbau 4/80, Seiten 261—266.

Meyer, H.: Der Ausbau des Mittellandkanals. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesell schaft, 33. Band 1972/73, Seiten 18—30.

Meyer, H.: Kreuzungsbauwerke am Mittellandkanal. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 54 (1982).

B. Untersuchung über die Wirkung erhöhter Querströmung neben Wehr- und Einlaufbauwerken auf das fahrende Binnenschiff — Ein gekürzter Beitrag zur Erarbeitung neuer Richtlinien für Auslegung und Betrieb

von Dr.-Ing. E. Schäle Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V., Duisburg

#### Inhalt

1.	Einführung	21
2.	Versuchsprogramm	22
3.	Naturversuche	23
	Modellversuche	
4.1	Versuche im Strom-Modell	26
4.2	Versuche im Flußmodell	27

#### 1. Einführung

Einlaufbauwerke dienen zur Einleitung oder Rückführung von Wassermengen in natürliche Flüsse oder Kanäle. Ihre konstruktive Gestaltung ist abhängig:

- a) von der zeitlich einlaufenden Menge;
- b) von Wasserführung und Querschnitt des Flusses oder Kanals;
- c) vom Einlaufort und von der Beschaffenheit des Gerinnes;
- d) von der Nutzungsart des Wasserweges;
- e) von der Wirkung und Zielsetzung.

Die vorliegende Untersuchung bezieht sich auf zwei reale Systeme, die an den mitteleuropäischen Strömen, ihren schiffbaren Nebenflüssen und den Schiffahrtskanälen zu finden sind.

Da die Einlaufmengen, insbesondere von Kraftwerks- und Industriewasser, in den letzten Jahren erheblich gestiegen sind und weitere Großkraftwerke hinzukommen, ist es von Bedeutung zu wissen, welchen Kräften das vorbeifahrende Binnenschiff ausgesetzt ist, wenn die Quergeschwindigkeitskomponente zunimmt, und bei welchem Wert die obere Grenze liegen könnte.

Die derzeit noch gültigen Richtlinien wurden bereits 1936 ausgearbeitet und 1951 als Dienstanweisung für die Wasser- und Schiffahrtsbehörden übernommen — zu einem Zeitpunkt, an dem Schleppschiffahrt und schwach motorisierte Selbstfahrer vorherrschten.

Diese Dienstanweisung schreibt u.a. vor, daß die Einlaufgeschwindigkeiten 0,3 m/s nicht überschreiten, selbst wenn die Wirklänge des Einlaufquerschnitts erheblich kleiner als die Schiffslänge ist.

Bei dem Kühlwasserbedarf eines modernen Kohlekraftwerks bedeutet dieser Wert, daß die Entnahme- und Rückführungsbauwerke mehr als 50 m lang werden und bei derzeit in Planung befindlichen Großkraftwerken Längen von 100 m und mehr erreichen würden.

Betrachtet man den technischen Fortschritt im Wasserverkehr, insbesondere den hohen nautisch-technischen Stand der heutigen Motorschiffahrt, dann ist nicht nur die Dienstanweisung überholt, sondern es erscheinen auch die möglichen Risiken für die Schiffahrt in einem ganz anderen Licht.

Von seiten des Berichterstatters war die Frage zu klären und quantitativ zu beantworten: Welche Wassermengen und Quergeschwindigkeiten bewirken höhere Risiken als im heutigen Schiffahrtsbetrieb auf Strömen und Flüssen ohnehin durch Verkehrsdichte, Begegnungen, Überholungen, Querwind, Sohlenverwerfungen usw. gegeben und somit bekannt sind.

Die deutschen Wasserbau-Versuchsanstalten (Berlin, Braunschweig, Hannover, Hamburg, Karlsruhe, Stuttgart, Obernach) werden ständig mit Fragen dieser Art konfrontiert — nur geht es dabei vorwiegend um die konstruktive Gestaltung der Bauwerke mit dem Ziel, die entnommenen und zurückgeführten Wassermengen so zu leiten, daß ihr Einfluß auf die reguläre Fließrichtung möglichst gering bleibt.

Die dortigen experimentellen Untersuchungen werden in Modellmaßstäben zwischen 1:100 und 1:25 durchgeführt und im unmittelbaren Querströmungsbereich meist Schiffsmodelle so eingespannt, daß auf das Schiff einwirkende Kräfte quasi stationär gemessen werden können.

Dabei bleibt stets die Frage unbeantwortet, in welcher Weise das Schiff dynamisch reagiert, wenn es in betriebsüblicher Weise durch den Ein- und Auslaufbereich hindurchfährt.

Da eine rein analytische Antwort darauf nicht gegeben werden kann — die Binnenschiffe werden ja manuell gesteuert —, sind naturgroße Messungen und Modellversuche durchgeführt worden. Ein typisches Einleitungsbauwerk am Oberrhein diente in Natur- und Modellausführung ebenso wie ein Wehrüberlauf eines staugeregelten Nebenflusses dazu, Versuchsschiffe bzw. Modelle während der Vorbeifahrt von Querströmungen beaufschlagen zu lassen und deren Wirkung zu erfassen.

#### 2. Versuchsprogramm

Für die Durchführung der Naturversuche wurde die Rheinstrecke am Großkraftwerk Mannheim gewählt. Für die ergänzenden Modellversuche sind vorgesehen worden:

- a) ein modifizierter Nachbau des Kraftwerkseinlaufs, wobei die Strömungsrichtung etwa 90° zur Stromachse verlaufen und eine Austrittsgeschwindigkeit von umgerechnet bis zu 3 m/s erreicht werden sollte (Maßstab 1:25);
- b) ein Nachbau einer Flußstaustufe mit modifizierbarer Einwirkung der Wehrströmung im Unterwasser auf in die Schleuse einfahrende Schiffe (Maßstab 1:25).

In gestuften Abständen und Fahrgeschwindigkeiten wurden untersucht:

kleines Fahrgastschiff (FS,,FRITZ HORN");

herkömmliche Gütermotorschiffe;

Großmotorschiffe;

zweigliedrig-einspurige Schubverbände.

Quantitativ wurden dabei — soweit möglich — auf dem Schiff oder am Modell ermittelt:

- a) Propellerdrehzahl mit Bestimmung der Antriebsleistung;
- b) Ruderarbeit;
- c) Kursverhalten;
- d) Querversetzung.

Dabei sollten auch das Verhalten und die besondere Beanspruchung des Schiffsführers beobachtet werden.

Während bei den Naturversuchen — außer FS "FRITZ HORN" — mit dem die Versuchsstrecke gerade erreichenden Schiff jeweils nur eine Vorbeifahrt durchgeführt werden konnte, wurden bei den Modellversuchen neben der Anzahl der Fahrten Abstand und Geschwindigkeit variiert.

#### 3. Naturversuche

Um einen ersten Eindruck über die Strömungssituation im Bereich des Einlaufbauwerks bei über 50 m³/s zu gewinnen, wurde die ca. 500 m lange Strecke mit FS "FRITZ HORN" mehrfach in beiden Richtungen befahren. Spürbar war bei Fahrt in Ufernähe am Kursverhalten des Schiffes nicht nur der Querstrom am Austritt, sondern auch eine gewisse Gegenwirkung am Entnahmebauwerk.

Die sich daran anschließenden Meßfahrten, bei denen der Schiffsführer versuchen sollte, den Kurs konstant zu halten und die mehrfach im Abstand zwischen ca. 20 m und 40 m ausgeführt wurden, lieferten — reproduziert nach der Radarphasenbild-Technik — sehr eindeutige Ergebnisse. Abb. 1 zeigt die Vorbeifahrtsituation bei einer Bergfahrt; Abb. 2 bei einer Talfahrt, wobei der Ansteuerungsabstand ca. 20 m betrug!

Bei diesem relativ kleinen Schiff erkennt man besonders die Wechselwirkungen und Abhängigkeiten:

- a) Die Wasserausflußmenge wird der Abflußmenge des Stromes zugeführt, infolgedessen erhöht sich örtlich unterhalb des Ausflusses die Stromgeschwindigkeit.
- b) Die zunächst quer zur Stromachse verlaufende Ausflußrichtung biegt nach Unterstrom ab und bleibt innerhalb eines Uferbereichs mit ca. 40 m Breite, d.h. in größerem Abstand ist die Wirkung des Querstromes experimentell nicht mehr nachweisbar.
- c) Vom Schiff her gesehen tritt bei Ansteuerung des Ausflußstrahls eine Geschwindigkeitsverzögerung und eine Querversetzung ein.
- d) Geschwindigkeitsverminderung und Querversetzung ändern sich mit dem Abstand.

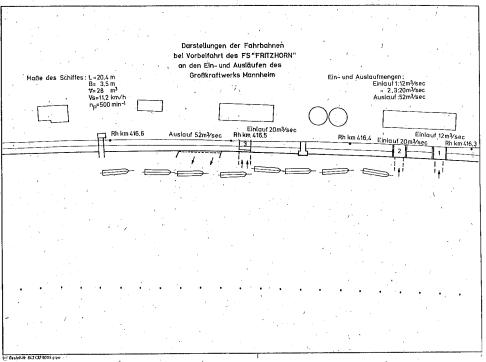


Abb. 1

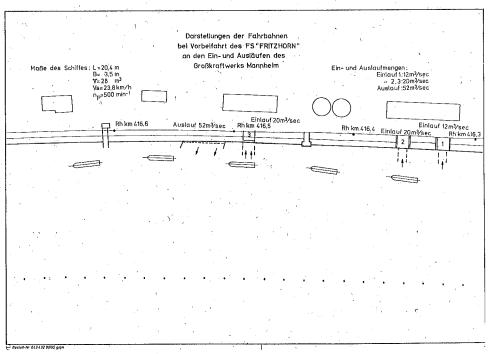


Abb. 2

- e) Betrag und Richtung der beeinflussenden Kräfte ändern sich zugleich mit der Fahrgeschwindigkeit des Schiffes.
- f) Damit ändert sich auch die zeitliche Beeinflussung des Schiffes bezogen auf seine Fahrtrichtung: bergwärts lang anhaltende Wirkung, talwärts Kurzzeitwirkung.
- g) Aus der Sicht des Schiffsführers ähnelt die Beeinflussung durch Querstrom und seinen Besonderheiten sehr den Passiervorgängen, d.h. wenn sich Schiffe überholen oder begegnen.

Bergfahrt \(\hat{\text{\text{\text{\text{\text{\text{Beggnung}}}}}}\)
Talfahrt \(\hat{\text{\text{\text{\text{\text{\text{Beggnung}}}}}\)

Die Fortsetzung der Messungen mit Güterschiffen unterschiedlicher Größe bis hin zum Großmotorschiff und Schubverband zeigten im Ergebnis die gleichen Verhaltensweisen wie das kleine Schiff, jedoch mit dem sehr wesentlichen Unterschied, daß die Querversatzamplituden wesentlich geringer waren bzw. vom Schiffsführer kaum wahrgenommen wurden.

Die Abbildungen 3 und 4 zeigen ausschnittsweise das Kursverhalten zweier in der Größe unterschiedlicher Einheiten.

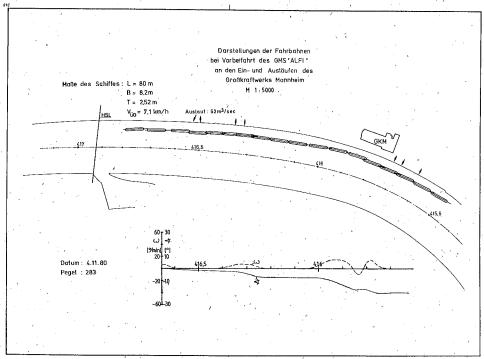
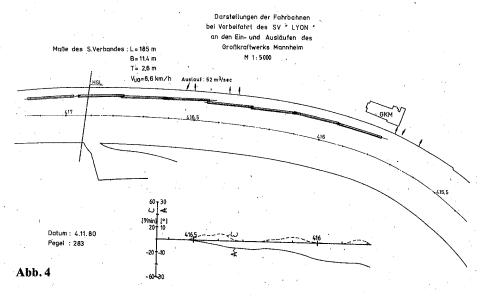


Abb. 3

Obwohl die Ansteuerung des Uferbereiches hart an der Grenze der Fahrrinne vorgegeben war, die Auslaufmenge 52 m³/s betrug, der Kurs weitgehend konstant blieb, betrug der Querversatz im Höchstfall eine Schiffsbreite.



Nach all diesen Versuchsfahrten ist festzustellen:

- a) Die Verhaltenstendenz entspricht derjenigen des FS "FRITZ HORN";
- b) die Wirkung der äußeren Kräftebeeinflussung nimmt mit zunehmender Verdrängung ab;
- c) Kurs- und Manövrierverhalten, d.h. die Reaktion auf Ruderbewegungen, bleibt unverändert.

Die Schiffsführer bringen zum Ausdruck, daß sie der Querströmung keine Beachtung schenken. Alle Schiffe verhalten sich "betriebsüblich". Die Talfahrt bleibt völlig unberührt.

#### 4. Modellversuche

#### 4.1 Versuche im Strom-Modell

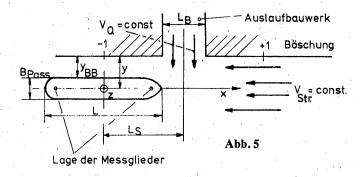
Wie vorher schon beschrieben, wurde ein gerader Uferabschnitt ähnlicher Gestalt wie am Großkraftwerk in den Schlepptank eingebaut und so positioniert, daß einerseits genügend Wasser vom Hauptstrom abgezweigt und an geeigneter Stelle wieder eingeleitet werden konnte, andererseits vom Schleppwagen aus 3 Versuchsarten durchzuführen waren:

- a) frei gesteuerte Fahrt bei konstantem Kurs;
- b) frei gesteuerte Fahrt auf möglichst konstanter Fahrbahn;
- c) gefesselte Fahrt mit Quer- und Längskraftmessungen.

Außerdem wurden der Abstand vom Ufer und die Fahrgeschwindigkeit der Schiffe variiert, so daß ein breites Wertespektrum vorgelegt werden konnte.

Von besonderem Interesse ist der Kräfte- und Momentenverlauf, der bei den gefesselten Modellen aufgezeichnet werden konnte.

Abb. 5 zeigt die Definition der Parameter und die Abb. 6 und 7 zwei ausgewählte Plotteraufzeichnungen.



#### Rechenbeispiel in Modellmaßen

$$F_{nh} = \frac{V_{s}}{\sqrt{g \cdot h'}}$$

$$= \frac{3,46 \text{ m/s}}{\sqrt{9,81 \cdot 4,00 \text{ m}}}$$

$$V_{s_{M}} = VU_{G} + V_{Str}$$

$$= 0,3 \text{ m/s} + 0,565 \text{ m/s}$$

$$V_{s_{M}} = 0,865 \text{ m/s}$$

$$Y = Y_{BB} + \frac{B_{Pass}}{2}$$

$$= 1,094 \text{ m} + 0,3 \text{ m} = 1,394 \text{ m}$$

$$L_{S} = \frac{L_{B} + L}{2} = \frac{2,2 \text{ m} + 5 \text{ m}}{2} = 3,6 \text{ m}$$

Bericht 1049

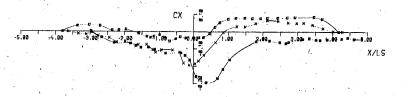
$$C_{x} = \frac{F_{x}}{\frac{\mathcal{S}/2}{(V_{G} + V_{Str})^{2} \cdot L \cdot T}}$$

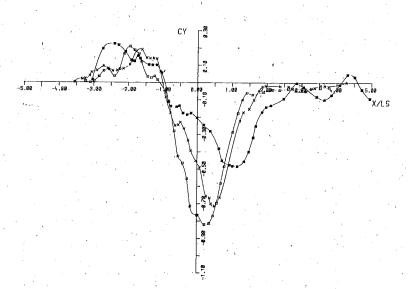
$$C_{y} = \frac{F_{yV} + F_{yH}}{\frac{\mathcal{S}/2}{(V_{G} \cdot V_{Str})^{2} \cdot L \cdot T}}$$
(Querkraftbeiwert)

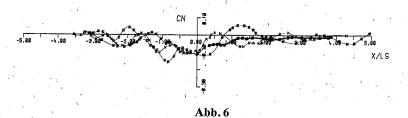
$$C_{N} = \frac{(F_{YV} \cdot h_{V}) - (F_{YH} \cdot h_{h})}{\mathscr{S}_{/2} \cdot (V_{G} + V_{Str})^{2} \cdot L^{2} \cdot T}$$
 (Momentenbeiwert)

#### QUERSTROMUNG AN BUSCHUNG

#### Gütermotorschiff



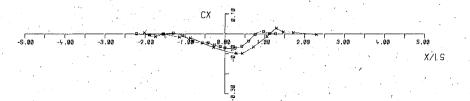


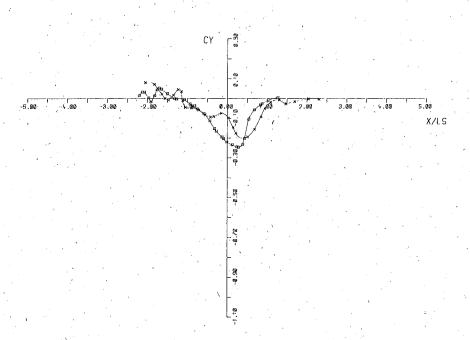


#### QUERSTRUMUNG AN BUSCHUNG

Beeinflussung vorbeifahrender Schiffe am Einleitungsbauwerk h = 4,00 m; T = 2,80 m;  $V_Q$  = 2,36 m/s;  $V_{Str}$  = 2,26 m/s Abstand zur Böschung von Bordwand des Schiffes 24 m

#### Schubverband





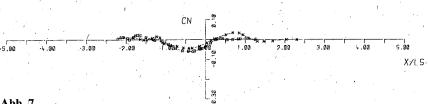


Abb. 7

Während  $C_x$  als Längskraftbeiwert der Widerstandsänderung infolge verminderter oder erhöhter axialer Anströmungsgeschwindigkeit entspricht, wird der Querströmungseinfluß am Verlauf  $C_v$ sehr deutlich sichtbar.

Besonders interessant ist jedoch der Verlauf der Momentbeiwerte  $c_N$ . Die das Schiff um die Hochachse drehenden Momente sind relativ niedrig und schwanken um Null. Dies ist auch der Grund dafür, daß bei auf gerader Bahn fahrenden Schiffen die Einhaltung des Kurses problemlos möglich ist — es überwiegen die Trägheitskräfte.

Alle Kurven haben außerdem noch die einer verstellbaren Grundkurve überlagerten Schwankungen bzw. Schwingungen gemeinsam. Die Ursache dafür dürfte im instationären Verhalten der sich durchdringenden Strömungen (Querstrom vom Auslauf, Längsstrom vom Fluß) zu suchen sein.

Die Tendenz über den Verlauf der beanspruchten Fahrbahnbreite in Abhängigkeit vom Abstand zeigt Abb. 8 und die Momentenbeiwerte Abb. 9.

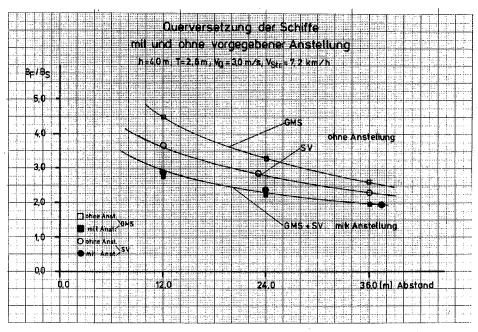
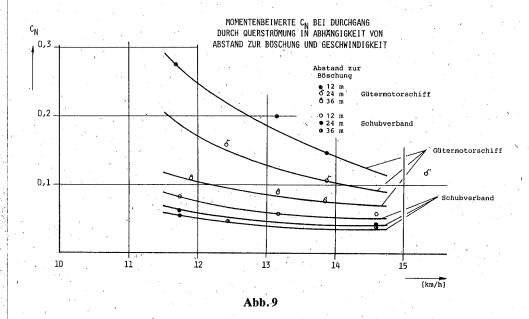


Abb. 8

#### 4.2 Versuche im Flußmodell

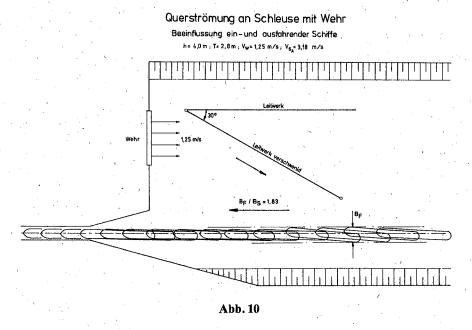
Ungehindert überlaufende Wehrströmung beeinflußt unter Umständen den Kurs die Schleuse ansteuernder oder aus der Kammer ausfahrender Schiffe.

Um auch hier Extremverhältnisse zu schaffen, wurde ein Leitwerk so eingebaut, daß es den Wehrstrom in frei wählbarer Winkelstellung in den Fahrweg der Schiffe zu lenken vermochte.



Dies wurde experimentell von 0—30° getan und das Ansteuerungsverhalten der Schiffe reproduziert.

Die Abbildungen 10 und 11 zeigen wiederum die zwei ungünstigsten Fälle und Abb. 12 den Querversatz bezogen auf die Schiffsbreite.



#### Querströmung an Schleuse mit Wehr Beeinflussung ein- und ausfahrender Schiffe h= 4.0 m i T= 2.8 m ; V<sub>w</sub>= 1.25 m/s ; V<sub>s</sub>, -2.23 m/s

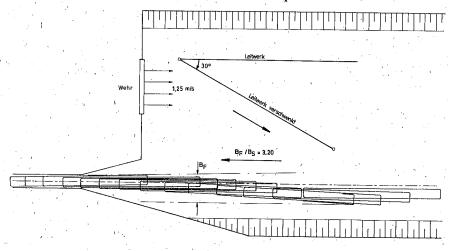


Abb. 11

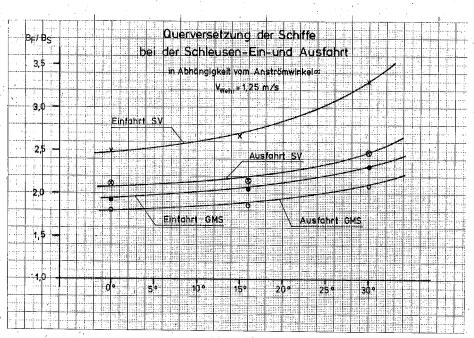


Abb. 12

#### Abteilung I

#### Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschiffahrt)

#### Thema 2

Neuerungen bei Gestaltung, Konstruktionsmethoden und Betrieb von wasserbaulichen Anlagen für die Regulierung und für die Überwindung von Höhenunterschieden, wobei besonders auf neue Materialien, Konstruktionsmethoden sowie den zunehmenden Einsatz der Elektronik bei den Betriebssystemen hingewiesen werden sollte

#### Thema des Berichts

- Teil 1: Entwicklungen beim Schiffshebewerk Lüneburg am Elbe-Seitenkanal
- Teil 2: Entwicklungen bei den Sparschleusen der Main-Donau-Verbindung
- Teil 3: Wehrverschlüsse als Zugsegmente mit oberwasserseitigen ölhydraulischen Antrieben
- Teil 4: Funktionserweiternde Einrichtungen für Schleusenobertore.

#### Berichterstatter:

Federführung: Präsident a.D. H.G. Braun, früher Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte, Hannover

- Teil 1: Präsident a.D. H.G. Braun, früher Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mitte, Hannover
   Baudirektor D. Feske, Wasser- und Schiffahrtsamt Uelzen
   Dipl.-Ing. H. Jensch, Germanischer Lloyd, Hamburg
- Teil 2: Dipl.-Ing, W. Feile und Dipl.-Ing G. Chara, Rhein-Main-Donau AG, München
- Teil 3: Baudirektor H. Donau, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest, Mainz Bauoberrat S. Lasar, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- Teil 4: Bauoberrat S. Lasar und Dipl.-Ing. B. Kemnitz, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
  Baudirektor H. Donau, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest, Mainz

#### Inhalt

Teil 1		
1.	Allgemeines	37
2	Beschreibung des Schiffshebewerkes Lüneburg	38
3. 3.1 3.2 3.2.1 3.2.2 3.2.3 3.3	Neue Entwicklungen Architektur Trog mit Stützrahmen und Trogantrieb Abmessungen und Lastfälle Trog und Stützrahmen Trogantriebe mit Umrichter und Meß-/Überwachungsanlagen Feuererkennung und -bekämpfung	40 40 41 41 42 42 46
Teil 2		
1.	Einführung	46
2. 2.1 2.2 2.3	Entwicklungen in der Konstruktion im Bereich der Hydraulik bei den Berechnungsgrundlagen	47 47 51 54
3.	Schlußbetrachtung	56
Teil 3		
1.	Wehrverschlüsse als Zugsegmente mit oberwasserseitigen ölhydraulischen Antrieben	56
2.	Konstruktive und hydraulische Maßnahmen zur Vermeidung von Ablagerungen unter Fischbauchklappen von Wehren	58
Teil 4		
1.	Drucksegmenttor	60
2.	Hubsenktor	63
Schrif	ttumsverzeichnis	65

#### Zusammenfassung

#### Einleitung

In der Bundesrepublik Deutschland sind in den letzten Jahren beim Neu- und Ausbau der Wasserstraßen, vor allem am Elbe-Seitenkanal (ESK), an der Main-Donau-Verbindung (MDV) und der Saar Bauwerke zur Überwindung großer Fallhöhen geplant und errichtet worden. Bei dem Doppel-Schiffshebewerk Lüneburg am ESK, den Schleusen der MDV und den Schleusen und Wehren für die Stauregelung der Saar haben der allgemeine technische und wissenschaftliche Fortschritt, Erkenntnisse aus dem Betrieb der Anlage selbst (Schiffshebe-

werk) oder ähnlicher, bereits fertiggestellter Anlagen (Schleusen der MDV) sowie das Streben nach technisch und wirtschaftlich günstigen Lösungen bemerkenswerte Entwicklungen zum Tragen gebracht. Sie betreffen die Gesamtkonzeption der Bauwerke (Schiffshebewerk und Schleusen der MDV) oder die Ausbildung von Teilobjekten (Wehrverschlüsse und Schleusen-obertore an der Saar). Die Entwurfsgrundlagen sind aus Betriebserfahrungen, Natur- und Modellversuchen sowie mathematischen Berechnungen gewonnen worden.

#### Zu Teil 1

Die an deutschen Wasserstraßen vorhandenen Schiffshebewerke unterscheiden sich in wesentlichen Punkten [2]. Einerseits ist dies zurückzuführen auf die

- Zeit der Inbetriebnahme:

1899-1975

 Trogabmessungen und das dadurch bedingte Gewicht der bewegten Teile einschl. Wasserfüllung:

3.100 Mp-12.000 Mp

- Hubhöhe:

14,5 m—38,0 m

Art des Gewichtsausgleichs:

Schwimmer/Gegengewichte

Wenn auch die Konstruktions-, Bau- und Betriebserfahrungen jedes Bauwerks für die nächstfolgende Anlage zur Verfügung standen, war andererseits deren Berücksichtigung nur im begrenzten Umfang möglich, weil sich die Technik zwischenzeitlich weiterentwickelt hat und die jeweiligen Entwurfsbedingungen z.T. völlig neue Überlegungen erforderten. Auch der Wettbewerb der Anbieter hat die Konzeption neuer Anlagen oder einzelner Komponenten stark beeinflußt. So stellen die vorhandenen Bauwerke einmalige Ausführungen dar, die dem jeweils neuesten Stand der Technik entsprechen.

Ein weiteres besonderes Merkmal der Schiffshebewerke ist deren Komplexität. Viele Anlagenteile sind im Betrieb voneinander abhängig. Da auch zahlreiche äußere Einflüsse auf das gesamte Bauwerk einwirken, muß ein einwandfreies Zusammenspiel aller Elemente gewährleistet sein, wobei sich die Anforderungen mit der Größe der Anlage steigern.

Diese Umstände treffen auf das Doppel-Schiffshebewerk Lüneburg im besonderen Maße zu. Sie bedingen eine genaue Erfassung und Auswertung einer Vielzahl von Daten über äußere Einwirkungen, Betriebsabläufe und Zustand der Anlagenteile sowie eine sorgfältige Überwachung des Betriebes mit den notwendigen Sicherungen gegen unzulässige Beanspruchungen, Bedienungs- und Steuerbefehle u.ä. Dazu bietet sich die moderne Elektronik mit ihren verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten an. Mit den wichtigsten Bauteilen des Hebewerkes, dessen konstruktive Ausbildung wesentlich von den Abmessungen des Bauwerkes bestimmt wird, werden vor allem die Kontroll- und Sicherungsanlagen beschrieben, die auch Erkenntnisse aus den ersten Betriebserfahrungen berücksichtigen.

#### Zu Teil 2

Die rund 170 km lange Verbindung von Main und Donau (MDV) wird auf eine Länge von etwa 100 km als Stillwasserkanal ausgeführt. In diesem Bereich werden zur Überwindung der natürlichen Höhenunterschiede wegen unzureichender Wasserzuflüsse ausschließlich Sparschleusen gebaut.

Für die erste Anlage dieser Art, die Sparschleuse Bamberg, wurde ein hydraulisches und bauliches Konzept erstellt, nach welchem, soweit möglich, auch die nachfolgenden Stufen gebaut werden sollten.

Während der langen Bauzeit der MDV haben sich aus dem Bau der einzelnen Stufen, aber auch aus dem Betrieb fertiger Anlagen immer wieder Erkenntnisse ergeben, die zu Änderungen und Anpassungen der nächsten Entwürfe führten.

Ihren Abschluß findet diese Entwicklung nun bei den Schleusen Eckersmühlen und Hilpoltstein, die mit einer Hubhöhe von je 24,67 m zu den drei höchsten Bauwerken in der MDV gehören.

Die wesentlichsten Entwicklungen fanden im Bereich der Tiefbaukonstruktion, im Bereich der Hydraulik und bei den Berechnungsgrundlagen statt.

Sie sind vor allem durch Auswirkungen der regelmäßig in voller Höhe wiederkehrenden Wasserbelastung sowie durch die Belastungen aus instationären Fließvorgängen (bei Nothalt der Verschlußorgane) bestimmt worden. Auch haben Erfahrungen aus dem Betrieb wesentlich dazu beigetragen, Konstruktionen zu entwickeln, die die Standsicherheit und Betriebssicherheit für die vorgesehene Lebensdauer gewährleisten.

#### Zu Teil 3

Die hydraulischen und konstruktiven Vorteile des Zugsegmentes als Wehrverschluß sind inzwischen weitgehend anerkannt. Auch setzen sich in zunehmendem Maße ölhydraulische Systeme als Antriebe von Verschlüssen des Stahlwasserbaus durch. Die Kombination des Zugsegmentes mit Nutzung der Vorzüge des hydraulischen Antriebes wurde bisher konsequent nur mittels Torsionsrohr angewandt. Bei den z.Z. im Rahmen des Ausbaus der Saar errichteten Wehren kommt eine Variante des hydraulischen Antriebes von Zugsegmenten zur Anwendung, bei der die Antriebszylinder außen an den Zugarmen angreifen. Die oberen Gegenlager bilden stählerne Lagerböcke, die im Beton von 0,80 m breiten Wandvorlagen verankert sind. Diese Antriebsart ist einfacher als mit Torsionsrohr und ermöglicht die Ausführung schmalerer Wehrpfeiler, so daß sie insgesamt als technisch und wirtschaftlich günstige Lösung anzusehen ist.

Bei Wehren mit Fischbauchklappen als alleinige Verschlüsse (Klappenwehre) führen Ablagerungen im Raum unter der Klappe zu folgenden besonders häufig auftretenden Problemen:

- Bei geringen Fallhöhen läßt sich die Klappe bei Hochwasser nicht vollkommen legen.
- Bei größeren Fallhöhen verbleiben die Steine im Raum zwischen Überfallstrahl und Wehrrücken und bewirken eine so starke mechanische Beanspruchung des Betons, daß die Oberfläche zerstört und die Bewehrung freigelegt wird.

Es wird beschrieben, wie es mit Hilfe hydraulischer Modellversuche gelang, den Überfallstrahl und die durch Teilimpulse bewegten Feststoffe so zu führen, daß der Raum unter der Klappe in kurzer Zeit wieder frei wurde. Hierzu mußten auch die Neigung des Wehrrückens und die Tosbeckentiefe aufeinander abgestimmt werden.

#### Zu Teil 4

Segmentverschlüsse und Hubsenktore sind seit langem bewährte Verschlußorgane des Stahlwasserbaus; die einen kommen überwiegend bei Stauanlagen, die anderen als Obertore von Schleusen zur Anwendung.

Durch geeignete bauliche Durchbildung dieser Verschlußsysteme und der hiermit bezüglich der hydraulischen Wirksamkeit unmittelbar zusammenhängenden Massivbauteile kann eine wesentliche Funktionserweiterung der Schleusenobertore erreicht werden. Hierzu gehört beim Drucksegment die kombinierte Nutzung zum Füllen der Kammer und als Absperrorgan bei Hochwasserableitung durch die Schleuse. Die Weiterentwicklung des Hubsenktores als Füllorgan in Verbindung mit einem Grundkanal-Füllsystem ermöglicht auch bei 190 m langen Schleusenkammern die reine Torfüllung.

Die auftretenden Strömungsvorgänge und hydrodynamischen Belastungen sind rein rechnerisch nur unzureichend zu erfassen. Deshalb kann zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens der Stahlkonstruktion und zur Ermittlung der auftretenden Kräfte sowie zur Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit des Gesamtsystems auf Modellversuche nicht verzichtet werden. Nur sie ermöglichen die Optimierung der Konstruktion und bieten somit Gewähr für die einwandfreie Funktion. Die Ergebnisse der Modellversuche werden durch Messungen am ausgeführten Bauwerk unter Betriebsbedingungen überprüft.

Falls die sonstigen Voraussetzungen gegeben sind, ermöglichen die behandelten Funktionserweiterungen der Obertore u.a. den Verzicht auf aufwendige Füllsysteme mit oberwasserseitigen Längskanalverschlüssen und Einlaufbauwerk. Die Möglichkeit der Hochwasserableitung durch die Schleuse kann bei der hydraulischen Bemessung des Wehres berücksichtigt werden, was zu wirtschaftlicherer Bauweise führt.

#### Teil 1

# Entwicklungen beim Schiffshebewerk Lüneburg am Elbe-Seitenkanal

## 1. Allgemeines

Im Zuge des 115 km langen Elbe-Seitenkanals vom Mittellandkanal zur Elbe wird ein Höhenunterschied von 61 m überwunden, davon 38 m beim Doppel-Schiffshebewerk Lüneburg (Abb. 1) und 23 m bei der Schleuse Uelzen [5]. Während in den beiden oberen Kanalhaltungen normale betriebsbedingte Wasserspiegelschwankungen auftreten, sind in der Mündungsstrecke, d.h. im Unterwasser des Schiffshebewerkes Lüneburg, Wasserstandsänderungen bis 4 m in Abhängigkeit von den Wasserständen der Elbe zu berücksichtigen. Das Abstiegsbauwerk Lüneburg mit der größten Fallhöhe von 38 m wurde nach einem Ideenwettbewerb in den Jahren 1969—1975 gebaut; die Ergebnisse des Ideenwettbewerbes sind ausführlich in [1] beschrieben.

Nach eingehenden Untersuchungen wurde aus technischen und wirtschaftlichen Gründen und wegen des erwarteten Verkehrsaufkommens ein Doppel-Senkrechthebewerk mit Gegengewichten gewählt mit der Forderung, daß beide Anlagen unabhängig voneinander gefahren

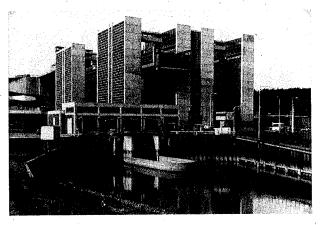


Abb. 1: Doppel-Schiffshebewerk Lüneburg mit Pumpwerk

werden. Das Schiffshebewerk Lüneburg setzt die Reihe der Senkrechthebewerke an deutschen Wasserstraßen [2] fort:

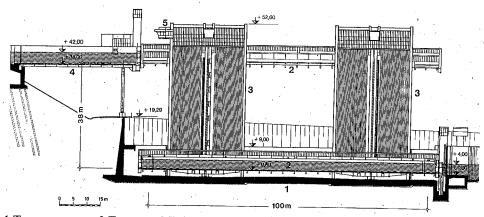
- 1899 5-Schwimmerhebewerk Henrichenburg, Fallhöhe 14,50 m Dortmund-Ems-Kanal
- 1934 Gegengewichtshebewerk Niederfinow, Fallhöhe 37 m Hohenzollern-Kanal
- 1938 2-Schwimmerhebewerk Rothensee, Fallhöhe 18,70 m Mittellandkanal
- 1962 2-Schwimmerhebewerk Henrichenburg, Fallhöhe 14,50 m Dortmund-Ems-Kanal
- 1975 Doppel-Gegengewichtshebewerk Lüneburg, Fallhöhe 38 m Elbe-Seitenkanal

Hieraus ist zu erkennen, daß bei niedrigeren Fallhöhen Schwimmer und bei größeren Fallhöhen Gegengewichte ausgeführt wurden.

Letztere Bauart erfordert ein höheres Gewicht der bewegten Teile. Das Verhältnis vom Gewicht der Stahlkonstruktion des Troges einschl. Stützkonstruktion zum Gewicht der Wasserfüllung ist bei den Hebewerken aus neuerer Zeit trotz größerer Abmessungen des Troges durch die konstruktive Ausbildung des Troges und dessen Lagerung sowie durch höhere Ausnutzung des Materials kleiner geworden.

## 2. Beschreibung des Doppel-Schiffshebewerkes Lüneburg

Jedes der beiden Hebewerke besteht aus folgenden wesentlichen Bauwerksteilen (Abb. 1, 2 und 3):



1 Trogwanne

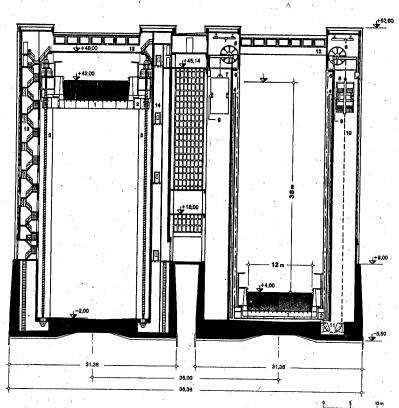
2 Trog

3 Führungstürme

4 Kanalbrücke

5 Zentralsteuerstand

Abb. 2: Längsschnitt Schiffshebewerk



- 1 Trog
- 2 Stützrahmen
- 3 Spindel
- 4 Zahnstange
- 5 Seilscheibe
- 6 Gegengewichtsseil
- 7 Gegengewicht
- 8 Tariergewicht
- 9 Gegengewichtsfangrahmen
- 10 Seilgewichtsausgleichkette
- Abb. 3: Querschnitt Schiffshebewerk
- 11 Seilkettenumlenkung
- 12 Verbindungssteg
- 13 Treppenhaus
- 14 Fahrstuhlschacht

- flachgegründete, wasserdichte Trogwanne aus Stahlbeton
- 4 flachgegründete Stahlbetontürme zur Aufnahme der Seilscheibenkonstruktion, der Gegengewichte sowie der Führungsbahnen für die beiden Stützrahmen des Troges
- 2 Stützrahmen im Bereich der Führungstürme zur Auflagerung des Troges auf je 4 Lagerpunkten, zur Befestigung der Gegengewichtsseile und zur Aufnahme der Trogantriebe und der Führungselemente
- Stahlkonstruktion des Troges mit Teleskoprahmen (beweglicher Übergang zum Haltungsabschluß) und Trogtor (Hubtor) an beiden Enden, das beim Öffnen und Schließen an das jeweilige Haltungstor (Hubtor) angekoppelt wird
- oberer Haltungsabschluß, bestehend aus stählerner Kanalbrücke mit Haltungstor und dazugehörigen Türmen für Führung und Antrieb (Pylon)
- unterer Haltungsabschluß mit vertikal beweglichem Schildschütz (zur Anpassung an die wechselnden Wasserstände), Haltungstor und Pylon.

#### Beide Hebewerke haben gemeinsam

- elektrische Ausrüstung (Umspannungsanlage und Niederspannungsverteilung, Steuerung, Überwachung) auf einer besonderen Bühne zwischen den oberwasserseitigen Führungstürmen. Eine ausreichende räumliche Trennung dieser Anlagenteile für beide Hebewerke wäre zur Sicherung gegen einen Ausfall der Gesamtanlage zweckmäßig
- einen zentralen Steuerstand für die 1-Mann-Bedienung, der sich zwischen den inneren oberwasserseitigen Führungstürmen oberhalb der höchsten Trogstellung befindet. Über Kamera-Monitoreinheiten wird von hier aus die gesamte Anlage — in der Regel vollautomatisch — gefahren und der Schiffsverkehr geregelt und überwacht.

#### 3. Neue Entwicklungen

Im folgenden werden entsprechend der Themenstellung nur die Anlagenteile behandelt, die neue Entwicklungen aufzeigen; dabei werden auch Erkenntnisse aus den bisherigen Betriebserfahrungen berücksichtigt.

#### 3.1 Architektur

Der Gesamtentwurf wurde im Rahmen des bereits erwähnten Ideenwettbewerbes von einer Arbeitsgemeinschaft namhafter Firmen der Bundesrepublik Deutschland unter Beteiligung eines Architekten aufgestellt. Die Entwurfsverfasser haben das Charakteristische eines Senkrechthebewerkes in eine klare, gut überschaubare und einprägsame Form — relativ leichte und aufgelöste Turmgruppen, zwischen denen sich die Tröge auf- und abbewegen — gebracht. Die Vielzahl der technisch notwendigen Einzelteile ist in wenige Hauptbauteile zusammengefaßt und harmonisch aufeinander abgestimmt; das führt zu einer geordneten Baumasse, die trotz ihrer Größe wenig störend in ihrer Umgebung wirkt (Abb. 1).

Die jeweils 4 Führungstürme, die insbesondere die Vertikallasten der Türme selbst, des Troges und der Gegengewichte aufnehmen müssen, bestehen aus Stahlbeton und sind nach außen hin transparent. Durch Rasterflächen aus Beton-Wabenfenstern, die der ganzen Baugruppe Leichtigkeit und maßstäbliche Gliederung verleihen, kann der Außenstehende den

faszinierenden inneren technischen Vorgang verfolgen. Untersuchungen — bereits im Angebotsstadium — ergaben, daß die Führungstürme in Stahlkonstruktion nicht wirtschaftlicher hätten erstellt werden können als in der ausgeführten Stahlbetonkonstruktion in Kletterschalungsbauweise.

Die beiden Tröge und die Kanalbrücken bestehen aus Stahlkonstruktionen, die durch ihre horizontale Gliederung und ihre Farbgebung in gewünschtem Kontrast stehen zu den vertikalen hellen Stahlbetontürmen.

# 3.2 Trog mit Stützrahmen und Trogantrieb

## 3.2.1 Abmessungen und Lastfälle

Die nutzbaren Abmessungen des Troges zwischen den Stoßschutzeinrichtungen betragen: Länge 100 m, Breite 12 m. Das Gewicht des Troges ergibt sich bei einer Regelwassertiefe von 3,5 m zu ca. 6000 Mp und wird durch Gegengewichte vollständig ausgeglichen. Ursprünglich waren im normalen Betriebsfall nach DIN 19 704 die einzelnen Bauteile auf eine statische

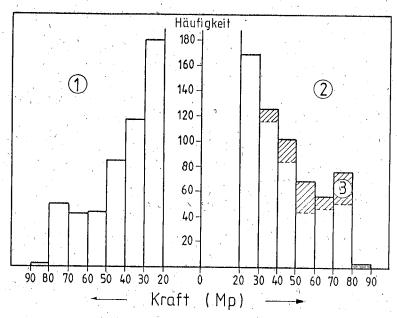


Abb. 4: Häufigkeitsverteilung der Ritzelumfangskräfte bei geöffnetem OW-Tor pro 100
Toröffnungen
(Auswertung nach Spitzenwertverfahren DIN 45667)

- (1) Bei ein- und auslaufenden Schiffen
- (2) Bei ein- und auslaufenden Schiffen und Überlagerung durch Schleusungswelle
- (3) Einfluß Schleusungswelle

Wasserlast im Trog von 3,5 m  $\pm$  0,10 m bemessen [1], [4]; die Wasserfüllung von  $\pm$  0,10 m entspricht für jeden Antrieb einer Belastung von  $\pm$  35 Mp.

Der Betrieb hat jedoch gezeigt, daß bei angelegtem Trog und geöffnetem Tor durch die Schleusungswelle der ca. 45 km entfernt liegenden Schleuse Uelzen sowie durch die Schwallund Sunkwellen der ein- und ausfahrenden Schiffe im Trog für den normalen Betriebsfall Wasserstandsänderungen bis zu  $\pm$  0,40 m auftreten. Messungen der Ritzelumfangskräfte unter tatsächlichen Betriebsbedingungen hatten entsprechend hohe Belastungen ergeben (Abb. 4), die den gesamten Trogantrieb einschließlich der Bremsen beanspruchten; ein Teil der bis  $\pm$  0,40 m höheren Wasserlast im Trog wurde vom System Drehriegel/Spindel im Kraftnebenfluß übernommen. Hieraus ergaben sich nach Inbetriebnahme Verstärkungs- und Ergänzungsmaßnahmen an einigen Bauteilen; so war zur Vermeidung einer aus dieser Mehrbelastung resultierenden Überbeanspruchung des Antriebssystems eine auf dem Stützrahmen montierte Haltevorrichtung erforderlich, die diese bei geöffnetem Trog auftretenden Kräfte unmittelbar in die Spindeln abgibt.

Vor Beginn der Trogfahrt wird der Wasserstand im Trog durch Reversierpumpen auf die zulässige Höhe gebracht. Die übrigen Lastfälle sind in [4] beschrieben.

#### 3.2.2 Trog und Stützrahmen

Ein Stützrahmen besteht aus 2 Quer- und 2 Längsträgern in kastenförmiger Ausbildung. An den Längsträgern sind die 240 Gegengewichtsseile befestigt. Die Stahlkonstruktion des Troges wird aus 2 Hauptlängsträgern gebildet, die sich zusammensetzen aus den Trogseitenwänden als Stege sowie dem Trogboden und den Laufstegen als Gurte. Die horizontal wirkende, hydrostatische Belastung im Trog wird von U-förmigen Rahmenkonstruktionen in Verbund mit den Längsträgern aufgenommen. Die Vertikallast des Troges wird über je 4 Lager auf beide Stützrahmen abgetragen. Horizontal verschiebbare, hydraulisch angetriebene Teleskoprahmen mit den Trogtoren bilden den Abschluß an beiden Trogenden. Die Dichtungsdetails sind in [4] ausführlich beschrieben.

Die beim Anlegen des Troges an eine Haltung entstehenden Horizontalkräfte werden in einen quer unter dem Trogboden angeordneten Torsionskasten eingeleitet und über einen Yförmigen Verband mittels gelenkig befestigter Verbindungsglieder in 2 Richtungen in den OW-seitigen Stützrahmen geführt, der sich über Horizontallager in den OW-Führungstürmen abstützt. Aus dem Fahrbetrieb heraus auftretende Horizontalkräfte werden über einstellbare Längsführungsrollen, die an den Stützrahmen befestigt sind, in die Zahnstangenträger an der Führungstürmen geleitet (Abb. 5 und 6). Äußere Horizontalkräfte, die auf die Längsseite des Troges wirken (z.B. Wind, Schiffsstoß), werden über je 1 Lager in die beiden Stützrahmen übernommen und mittels beidseitig auf der Welle des Trogantriebsritzels aufgeschrumpfte Rollen über Ritzelbock, Horizontalzylinder und Ritzelschwinge in die Zahnstangenträger eingeleitet.

#### 3.2.3 Trogantriebe mit Umrichter

Die auf den Stützrahmen montierten 4 Antriebe haben die Trägheitskräfte und Reibungswiderstände sowie den nicht durch Gegengewichte ausgeglichenen Anteil der Wasserlast zu überwinden. Die Einzelantriebe bestehen aus einem 160 kW-Drehstromkurzschlußläufermotor, der über eine elastische Kupplung mit angebauter Bremsscheibe ein 3stufiges Stirnradun-

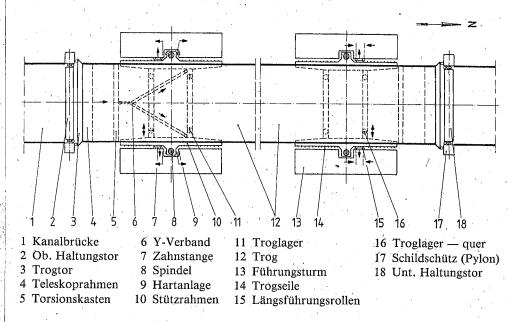


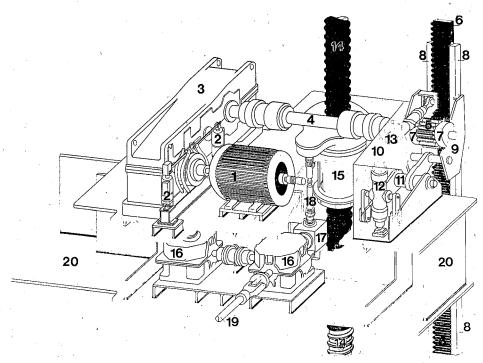
Abb. 5: Lagerungssystem Trog und Stützrahmen

tersetzungsgetriebe antreibt (Abb. 6). Eine axial verschiebbare Gelenkwelle stellt die Verbindung zum Trogantriebsritzel her, das in die an den Führungstürmen angeordneten Zahnstangen eingreift. Antriebsritzel und Zahnstangen sind für eine in beiden Richtungen wirkende Umfangskraft von 35 Mp (Dauerbelastung) ausgelegt, können jedoch in besonderem Betriebsfall (Notstop) bis 50 Mp belastet werden (s. Ziff. 3.2.1).

Die während einer Trogfahrt auftretenden Ritzelumfangskräfte betragen im Mittel 15—20 Mp.

Um ein gutes Tragverhalten der ballig geschliffenen Trogantriebsritzel zu gewährleisten, werden diese in einer Ritzelschwinge gelagert, die unten gelenkig an einem kompakt ausgebildeten Gabelhebel und oben an einem pneumatisch-hydraulisch wirkenden Horizontalzylinder mit einem Ritzelbock verbunden ist; dieser ist mit dem Stützrahmen verschraubt. Der Ritzelbock nimmt auch einen am Gabelhebel angelenkten pneumatisch-hydraulisch arbeitenden Vertikalzylinder mit 2 unabhängig wirkenden Dehnungsmeßstreifen-Trägersystemen (DMS) auf. Dieses Meßsystem ermöglicht die Erfassung der nicht ausgeglichenen Lastzustände sowie der Reibungs- und Trägheitskräfte, wobei dessen speziell ausgebildete Lagerung eine Erkennung auch geringer Lastunterschiede gewährleistet. Die elektronisch erfaßten Meßsignale werden zeitgleich bei allen 4 Antriebssystemen mit Datenträgern aufgezeichnet.

Ein weiteres wichtiges Bauteil im Antriebssystem stellt die Bremsenüberwachungsanlage dar. Mittels Dehnungsmeßstreifen wird die Verformung der Bremsbackenhebel in allen 4 Antriebsbereichen zeitgleich erfaßt und elektronisch weiter verarbeitet. Für die Drehmomentenvorgabe der Trogantriebe werden Mittelwertsignale des Trogwasserstandes benötigt, die die Trogpegelmeßanlage liefert. Um die bei Wellenbewegung auftretenden unterschiedlichen Wasserstände innerhalb des ganzen Trogbereichs möglichst genau zu erfassen, sind 4 Schwimmeranlagen mit Analoggebern eingebaut.



- 1 E-Motor
- 2 Betriebs- und Haltebremse
- 3 Stirnraduntersetzungsgetriebe 8 Führungsschienen
- 4 Demag-Gelenkwelle
- 5 Trog-Antriebsritzel
- 6 Zahnstange
- 7 Querführungsrolle

- 9 Ritzelschwinge
- 10 Ritzelbock
- 11 Gabelhebel 16 Winkelgetrieb 12 Vertikalfeder

14 Spindel

15 Drehriegel

- 17 Aufsteckgetric
- 13 Horizontalfeder 18 Gelenkwelle
  - 19 Ausgleichswel
  - 20 Stützrahmen

Abb. 6: Trogantriebssystem

Diese vorstehend angeführten elektronisch arbeitenden Meßsysteme liefern Daten über Betriebseinflüsse, die eine genaue Bewertung und Beurteilung der komplexen Betriebsabläufe und von Konstruktionsdaten gestatten, z.B.

- Wasserstände im Trog
- Leistungsaufnahme der 4 Antriebssysteme
- Reibwiderstände während der Trogfahrt
- Belastung des Trogantriebssystemes während der Trogfahrt, im angelegten Zustand und bei Notstop
- Feststellung des Gleichgewichtszustandes Trog/Gegengewichte mit Aussage über den Tarierzustand.

Damit stehen auch kontinuierlich Daten für eine wirtschaftliche Betriebsführung zur Verfügung, die außerdem Einfluß auf eine planmäßige Unterhaltung haben können. Da alle Daten auf Datenträger aufgenommen, aber auch jederzeit geschrieben werden können, ist eine Dokumentation für eine vergleichende Beurteilung der Gesamtanlage und von Einzelkomponenten über einen längeren Zeitraum möglich.

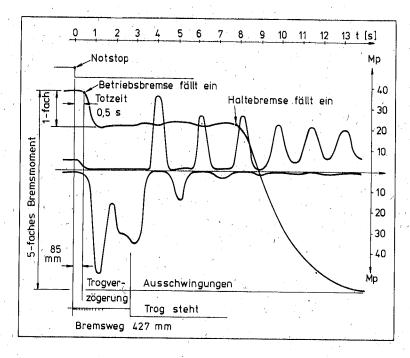


Abb. 7: Belastungsdiagramm — Reaktionskräfte (Kraft-Zeitverlauf) am Trogantriebsritzel infolge Bremswirkung bei Notstop

Beispielhaft sind auf Abb. 7 in Abhängigkeit von der Zeit die nach oben bzw. unten gerichteten Ritzelumfangskräfte bei einem Notstop sowie zeitgleich die Wirkung der Betriebs- und Haltebremse mit dem Bremsweg dargestellt. Bemerkenswert sind die erst nach Stillstand des Troges allmählich abklingenden Schwingungen der großen, kurzfristig abgebremsten Massen; im Trog war in diesem Fall eine geringfügige Überschreitung des Wasserstandes bei einer Bergfahrt vorhanden.

Erwähnt sei noch der Drehriegel, der nur im außergewöhnlichen Lastfall (z.B. Leerlaufen des Troges) wirkt. Eine im Drehriegelgehäuse vierpunktgelagerte und sich drehende Stahlmutter setzt sich bei Überschreitung der zulässigen Last nach dem Stillsetzen des Trogantriebes auf den Gewindeflanken der Spindel ab. Ein Spiel von ± 30 mm vermeidet eine Berührung der Gewindeflanken der Stahlmutter mit denen der Spindeln während der Trogfahrt. Gelagert sind die vorgespannten Spindeln im Turmkopf und -fuß (Abb. 3).

#### Umrichter

Jeweils 2 diagonal gegenüberliegende Motoren des Trogantriebes werden von einem Umrichterblock gespeist. Für die 4 Antriebsmotoren sind somit 2 separate Speiseeinheiten vorhanden, so daß bei Störungen in einem System die Aufrechterhaltung des Fahrbetriebes mit dem anderen möglich ist.

Jeder Umrichterblock besteht aus einem geregelten Gleichrichter mit Gleichstromzwischenkreis und einem selbstgeführten Wechselrichter. Er versorgt die beiden zugehörigen

Fahrmotoren mit Drehstrom von 0—50 Hz bei max. 380 V und übernimmt durch elektronische Frequenz- und Spannungsregelung die Geschwindigkeitssteuerung. Die Anlage kann im Vierquadrantbetrieb (motorisch oder generatorisch in beiden Richtungen) ggf. mit Rückspeisung in das Netz betrieben werden. Der Umrichter arbeitet nach dem Unterschwingverfahren und kann im Bedarfsfall manuell auf jeden Zwischenwert von 0—50 Hz eingestellt werden. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß der motorische Betrieb eine bessere Verfügbarkeit der Anlage gewährleistet, so daß er bevorzugt zur Anwendung kommt.

Die 4 Antriebseinheiten sind durch ein Ausgleichswellensystem mechanisch untereinander verbunden; auch hierdurch ist ein Fahrbetrieb mit nur 2 Antriebsmotoren möglich.

Dem Antriebssystem angeschlossen ist eine Störwerterfassungsanlage. Erst diese läßt mit ihrer elektronischen Datenverarbeitung eine Feststellung von zeitlich gleich oder zeitlich verschoben aufgelaufenen Störungen im Hundertstel-Sekundenbereich zu, die anschließend in der Reihenfolge ihrer Auslösung geschrieben werden. Für eine Störungsauffindung und die Klärung der Ursachen können so die zur Beurteilung der Anlagensysteme erforderlichen Daten aufbereitet werden.

Die Betriebserfahrungen haben gezeigt, daß sinnvoll eingebaute Meßsysteme bei derart komplexen Anlagen — nicht zuletzt auch im Zuge der zunehmenden Automatisierung — unentbehrlich sind. Sie haben auch wirtschaftliche Bedeutung, weil sie die Störungssuche vereinfachen und verkürzen und so die Verfügbarkeit der Gesamtanlage verbessern.

Für rechnergesteuerte Anlagen und für die allgemeine Überwachungsanlage ist eine zusätzliche unterbrechungslose Stromversorgung mit 220 V Betriebsspannung (USV-Anlage) vorhanden, um Rechner-Störungen durch Spannungseinbrüche und -ausfälle zu verhindern und um die nötigen Informationen über Störungsursachen in jedem Fall speichern zu können.

## 3.3 Feuererkennung und -bekämpfung

Alle betriebswichtigen Bereiche des Hebewerkes werden durch automatische Feuermeldeanlagen überwacht und die Gefahrenmeldungen an zentraler Stelle angezeigt.

Der Schaltraum für die Antriebsanlage mit den angrenzenden Meß- und Steuerungsanlagen sowie der Steuerstand mit einigen Elektronikräumen werden zusätzlich durch eine automatische Feuerlöschanlage geschützt. Als Löschmittel wird Halon-Gas verwendet, das nach dem aktuellen Erkenntnisstand für die gestellten Aufgaben besonders geeignet ist. Darüber hinaus sind die Tröge für den Fall eines Schiffsbrandes mit je 6 Wasser-Schaummittelkanonen und außerdem mit einer Sprühanlage zum Schutz der Gegengewichtsseile ausgerüstet.

#### Teil 2

## Entwicklungen bei den Sparschleusen der Main-Donau-Verbindung

## 1. Einführung

Die rund 170 km lange Verbindung von Main und Donau (MDV) wird auf eine Länge von etwa 100 km als Stillwasserkanal ausgeführt. In diesem Bereich werden zur Überwindung der

Fahrmotoren mit Drehstrom von 0—50 Hz bei max. 380 V und übernimmt durch elektronische Frequenz- und Spannungsregelung die Geschwindigkeitssteuerung. Die Anlage kann im Vierquadrantbetrieb (motorisch oder generatorisch in beiden Richtungen) ggf. mit Rückspeisung in das Netz betrieben werden. Der Umrichter arbeitet nach dem Unterschwingverfahren und kann im Bedarfsfall manuell auf jeden Zwischenwert von 0—50 Hz eingestellt werden. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß der motorische Betrieb eine bessere Verfügbarkeit der Anlage gewährleistet, so daß er bevorzugt zur Anwendung kommt.

Die 4 Antriebseinheiten sind durch ein Ausgleichswellensystem mechanisch untereinander verbunden; auch hierdurch ist ein Fahrbetrieb mit nur 2 Antriebsmotoren möglich.

Dem Antriebssystem angeschlossen ist eine Störwerterfassungsanlage. Erst diese läßt mit ihrer elektronischen Datenverarbeitung eine Feststellung von zeitlich gleich oder zeitlich verschoben aufgelaufenen Störungen im Hundertstel-Sekundenbereich zu, die anschließend in der Reihenfolge ihrer Auslösung geschrieben werden. Für eine Störungsauffindung und die Klärung der Ursachen können so die zur Beurteilung der Anlagensysteme erforderlichen Daten aufbereitet werden.

Die Betriebserfahrungen haben gezeigt, daß sinnvoll eingebaute Meßsysteme bei derart komplexen Anlagen — nicht zuletzt auch im Zuge der zunehmenden Automatisierung — unentbehrlich sind. Sie haben auch wirtschaftliche Bedeutung, weil sie die Störungssuche vereinfachen und verkürzen und so die Verfügbarkeit der Gesamtanlage verbessern.

Für rechnergesteuerte Anlagen und für die allgemeine Überwachungsanlage ist eine zusätzliche unterbrechungslose Stromversorgung mit 220 V Betriebsspannung (USV-Anlage) vorhanden, um Rechner-Störungen durch Spannungseinbrüche und -ausfälle zu verhindern und um die nötigen Informationen über Störungsursachen in jedem Fall speichern zu können.

## 3.3 Feuererkennung und -bekämpfung

Alle betriebswichtigen Bereiche des Hebewerkes werden durch automatische Feuermeldeanlagen überwacht und die Gefahrenmeldungen an zentraler Stelle angezeigt.

Der Schaltraum für die Antriebsanlage mit den angrenzenden Meß- und Steuerungsanlagen sowie der Steuerstand mit einigen Elektronikräumen werden zusätzlich durch eine automatische Feuerlöschanlage geschützt. Als Löschmittel wird Halon-Gas verwendet, das nach dem aktuellen Erkenntnisstand für die gestellten Aufgaben besonders geeignet ist. Darüber hinaus sind die Tröge für den Fall eines Schiffsbrandes mit je 6 Wasser-Schaummittelkanonen und außerdem mit einer Sprühanlage zum Schutz der Gegengewichtsseile ausgerüstet.

#### Teil 2

# Entwicklungen bei den Sparschleusen der Main-Donau-Verbindung

## 1. Einführung

Die rund 170 km lange Verbindung von Main und Donau (MDV) wird auf eine Länge von etwa 100 km als Stillwasserkanal ausgeführt. In diesem Bereich werden zur Überwindung der

natürlichen Höhenunterschiede wegen unzureichender Wasserzuflüsse ausschließlich Sparschleusen gebaut.

Über das Konstruktionsprinzip sowie über bauliche und betriebliche Besonderheiten derartiger Anlagen der MDV wurde bereits mehrfach berichtet, u.a. bei den Kongressen XXI bis XXV der PIANC und vor allem in einem ausführlichen Aufsatz in Heft 5 des Bauingenieur, 46. Jahrgang von 1971, von Prof. Dr. Kuhn. Obwohl der Bau aller Sparschleusen zunächst grundsätzlich nach dem gleichen hydraulischen Prinzip und soweit möglich auch nach gleichem baulichen Konzept geplant war, ergab sich doch aus vielen Erfahrungen bei jeder neu zu bauenden Schleuse und aus Erkenntnissen aus dem Betrieb der fertigen Anlagen die Notwendigkeit von Änderungen im Bereich der Konstruktion.

Eine Übersicht über diese Entwicklung wurde im Bulletin No. 42 der PIANC gegeben, wobei der dortige Vergleich im wesentlichen auf die maßgebenden Querschnitte durch Kammer und Sparbecken von fünf verschiedenen Schleusen bzw. Gruppen von Schleusen beschränkt war.

Wie in diesem Bericht abschließend dargelegt ist, fand die Entwicklung bei den Sparschleusen der MDV ihren Abschluß in dem Entwurf für die — neben der schon gebauten Schleuse Leerstetten — höchsten Stufen der MDV Hilpoltstein und Eckersmühlen mit der Hubhöhe von jeweils 24,67 m.

# 2.1 Entwicklungen in der Konstruktion

Gegenüber den bisher fertiggestellten Schleusen der MDV einschließlich der Schleuse Leerstetten (Hubhöhe 24,67 m) weisen diese beiden Stufen, Hilpoltstein und Eckersmühlen, folgende wesentlichen baulichen Änderungen auf:

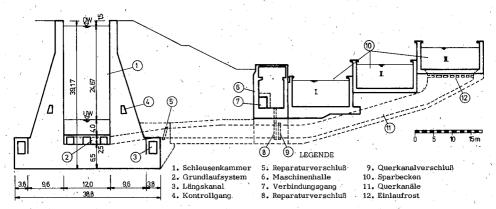


Abb. 1: Querschnitt der Sparschleuse Eckersmühlen H = 24,67 m, L = 190 m, B = 12 m

#### Schleusenkammer

Die Schleusenkammer im Querschnitt wird symmetrisch als U-förmiger massiver Stahlbetonrahmen ausgeführt. Das aus Grundlaufsystem und Längskanälen bestehende hydraulische

System im Bereich der Schleuse wird außerhalb des tragenden Kammerquerschnittes angeordnet. Dies ermöglicht ein einfaches und überschaubares statisches System für die Berechnung und Bewehrung der Kammerwände und -sohle ebenso wie die überschaubare Dimensionierung des vom Wasser durchströmten Füll- bzw. Entleerungssystems.

Insbesondere die zuvor genannten Belastungen aus den hydrodynamischen Vorgängen müßten andernfalls in Zusammenwirkung mit den statischen Belastungen ungünstig kombiniert und eine dementsprechende gemeinsame Bewehrung gefunden werden, bei welcher das Risiko eines Schadens z.B. durch Druckstöße der tragende Gesamtquerschnitt mit übernehmen müßte, wodurch demnach dessen Sicherheit herabgesetzt würde. Deshalb also auch das Konzept, entsprechend den Belastungen eine klare Trennung der entsprechenden Bauteile durchzuführen.

Die Abmessungen der Kammerwände und der Kammersohle wurden reichlich gewählt, um die Bewehrungsmengen in vernünftigen Grenzen, die Schwellbeanspruchung im Beton klein und um die Verformungen infolge äußerer Lasten, auch infolge Temperaturänderungen, niedrig zu halten.

Die dementsprechend große Steifigkeit des Bauwerks führt zwar ungünstig zu einer größeren Erddruckbelastung, dafür dürfte sich aber gerade die Erddruckannahme als zuverlässiger erweisen als bei einem relativ weichen Bauwerk mit dessen unsicheren Annahmen im Steifigkeitszustand infolge Rißbildung, was rückwirkend wiederum die Erddruckgröße und -verteilung maßgeblich beeinflußt. Ähnliches gilt auch für die Kammersohle, bei welcher durch deren große Steifigkeit zum einen eine eindeutige Volleinspannung der Kammerwände gegeben ist, zum anderen die Bodenpressungsverteilung wie für ein starres Fundament einfach errechnet werden kann. Gerade dieser Bereich bot bei früheren Schleusenbauwerken Probleme in Statik und Bewehrungsführung durch Asymmetrie des Bauwerkes und der Belastung und durch die schwierige Ermittlung der Steifigkeitsverhältnisse des Rahmens (Vierendeelträger) im Bereich der Kammersohle und somit Unsicherheiten im gesamten Verformungsverhalten des Bauwerkes mit den damit verbundenen Auswirkungen auf Erddruckannahmen und Bodenpressungsverteilung.

Natürlich bietet heute die Computertechnologie die Möglichkeit, z.B. mittels der Finite-Element-Methode eine mathematisch exakte Berechnung des Bauwerks im Zusammenwirken mit seiner Umgebung durchzuführen und genauere Ergebnisse zu erhalten, als dies früher möglich war. Dies wurde für die statische Berechnung der Schleuse Eckersmühlen auch genutzt. Dennoch ist auch dabei dem einfachen statischen System des Schleusenkammerquerschnittes der Vorzug zu geben, um bei der ohnehin schon vorgegebenen Vielzahl von Parametern zumindest im Bereich des Betons überschaubare Verhältnisse zu behalten und um dadurch leichter mittels einfacher Vergleichsrechnungen die Richtigkeit der Ergebnisse nachprüfen zu können.

## Sparbeckenbereich

Die Sparbeckengruppe einschließlich Schieberhaus wurde in den vergangenen Jahren mehrmals konstruktiv abgeändert, wobei aber die hydraulische Funktion nahezu unangetastet blieb. Das bei früheren Schleusen angewandte Prinzip, die Sparbeckengruppe mit der anschließenden Halle möglichst nahe an die Kammer zu legen, um einerseits den Platzbedarf klein zu halten und um zudem Massen zu sparen, hatte sich mit steigender Höhe der Schleusenbauwerke als immer problematischer erwiesen. Die Verformungen aus der Kammerfüllung

und -entleerung übertrugen sich auf die angrenzenden Bauteile des Sparbeckens und führten infolge Differenzbewegungen in horizontaler und vertikaler Richtung an den Berührungsstellen dieser Bauteile auf die Dauer zu unerwünschten Belastungen und nachfolgend zu Undichtigkeiten.

Da aber, wie zuvor für die Schleusenkammer gesagt, ein weites Abrücken der gesamten Sparbecken aufgrund der gewollten beiderseitig vollständigen Hinterfüllung der Schleusenkammer bis zur Planie notwendig wurde, kam diese Maßnahme auch der Beseitigung dieses Mangels zugute, so daß mit dem jetzigen Konzept eine gegenseitige Beeinflussung weitestgehend verhindert wird.

Es bestehen nur noch zwei Kontaktstellen dort, wo die Sparbeckenquerkanäle an die Kammerwand anschließen. Hier wird durch gelenkige Auflagerungen und außenliegende, auswechselbare Fugendichtung das noch bleibende Problem gelöst werden. Im übrigen kann ab dieser Fuge der gesamte Sparbeckenbereich mittels eines einzigen einzubauenden Notverschlusses von der Kammer für Reparaturzwecke abgetrennt und der Schleusungsbetrieb mit der Kammer alleine durchgeführt werden.

Die Sparbecken werden als voneinander statisch vollkommen getrennte Einzeltröge mit Mindestwand- und -sohlstärken von 1 m ausgebildet.

Die unterste Sparbeckenreihe erhält zudem noch ein größeres Gewicht durch Verstärkung und Auskragung der Sohlplatte. Grund hierfür ist die Absicht, die Auftriebssicherheit der Sparbeckentröge ohne eine dauernde und kräftige Grundwasserabsenkung zu gewährleisten. Auch hier hat die Erfahrung gelehrt, daß Bauwerke dieser Bedeutung und dieser Größenordnung nicht "ausgehungert" werden sollen, wenn gleichzeitig die Einhaltung der dafür notwendigen Randbedingungen wie Grundwasserstand und -bewegung auf viele Jahrzehnte hinaus in der angenommenen Größe unsicher, aber für den Bestand des Bauwerks lebensnotwendig ist.

#### Schleusenhäupter

Im Bereich der Häupter steht am Ende der Entwicklung die Zusammenfassung der bisher nach ihrer Funktion getrennten Bauwerke — Torlamelle, Schützlamelle sowie Einbzw. Auslaufbauwerk — zu einem gemeinsamen Block. Maßgebend war hier aber neben statischen Gesichtspunkten auch der Wunsch nach einer baulichen Vereinfachung insgesamt, und auch nach einer Reduzierung der Dehnfugen im Bereich der Schleusenkammer. Gerade die Dehnfugenkonstruktionen am Unterhaupt und Oberhaupt stellen deshalb eine Besonderheit dar, als sie neben den unterschiedlichen Bewegungen der benachbarten Blöcke in Querrichtung auch noch die durch die Längsbelastung der Häupter entstehenden Verformungen unter hohem Wasserdruck aufnehmen müssen. Aus diesem Grunde wurden hier neben den einbetonierten Dehnfugenbändern, wie sie im gesamten Schleusenbereich verwendet werden, noch zusätzlich auswechselbare Fugenbänder (Omega-Profil) angeordnet, die auf eine fest einbetonierte Stahlunterkonstruktion aufgeklemmt werden. Im übrigen Bereich der Schleusenkammer wird der Einbau einer evtl. zu einem späteren Zeitpunkt notwendig werdenden Zusatzoder Ersatzdichtung durch bereits beim Bau der Kammer vorgesehene Nischen an den Dehnfugen erleichtert.

Neben der baulichen Vereinfachung durch die Zusammenfassung der genannten Bauwerke zu einem Block kann auch ein ähnlicher Vorteil für die Standsicherheit wie bei den Kammerlamellen darin gesehen werden, daß den Wechsel- bzw. Schwellasten aus Kammerfüllung ein hohes Eigengewicht als Dauerlast gegenübersteht und damit die Verformungen aus der Belastung relativ klein gehalten werden. Dazu trägt auch die Flächenentwicklung in der Gründung des Ober- und Unterhauptblocks bei, denn durch die Zusammenfassung erhält das Oberhaupt eine Gründungsfläche von ca. 41 x 21,4 m und das Unterhaupt ca. 41 x 29,4 m. Wenngleich der Baugrund Burgsandstein sowohl für die Schleuse Eckersmühlen als auch für Hilpoltstein als sehr gut anzusehen ist, soll dennoch durch die Reduzierung der Setzungen und Setzungsdifferenzen aus der Belastung durch den Wechsel im Wasserstand ein Beitrag zur Erhöhung der Standsicherheit geleistet werden.

Der Verbindungsbereich vom Oberwasser zu den Längskanälen war mit zunehmender Stufenhöhe immer steiler und z.T. auch länger und in der Form von großzügig ausgerundeten Einlauftrompeten in der Bauausführung eines der am schwierigsten herzustellenden Bauwerke geworden. Diese Form wurde abgeändert zu zwei in der Tiefe von 11 m unter dem

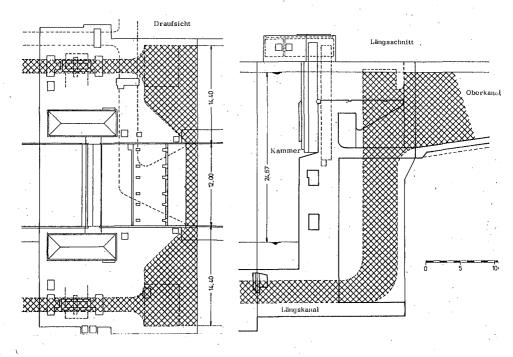


Abb. 2: Schleuse Eckersmühlen — Oberhaupt Einlauf vom Oberkanal in die Längskanäle

Oberwasser senkrecht nach unten führenden Fallschächten mit rechteckigem Querschnitt von 5 x 6 m = 30 m². Am unteren Ende führt eine Krümmung von 90° mit einer rapiden Querschnittsverengung auf 6,5 m² in die Längskanäle und deren Verschlußbereich am Oberhaupt. Der Auslauf ins Unterwasser mußte wegen der Tieferlegung der Längskanäle notwendigerweise auch neu gestaltet werden. Die wesentlichen Änderungen wurden im Austrittsquerschnitt durchgeführt, um eine gleichmäßige Durchströmung der durch Leitwände unterteilten Einzelöffnungen zu erzielen und dadurch die Ausbildung größerer Wellenberge im Unterkanal zu vermeiden.

Da die vorgenannten Umgestaltungen in den betroffenen Bereichen des hydraulischen Systems so umfangreich waren, daß eindeutige Aussagen über die hydraulische Wirksamkeit, über die Füll- und Entleerungszeiten und über die Schiffsträgheitskräfte nicht möglich waren, und da bis zum Bau der nächsten Schleuse noch genügend Zeit gegeben war, wurde ein vollständig neuer Modellversuch im Maßstab 1:25 für die Schleuse Eckersmühlen am Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium in Karlsruhe durchgeführt, der alle gewünschten Fragen zufriedenstellend beantworten sollte. Das wichtigste Ergebnis nach Durchführung der Versuche war die Bestätigung, daß die Qualität des für die Schleusen der MDV gewählten hydraulischen Systems so gut ist, daß es auch größere Änderungen in einzelnen Bereichen verträgt, ohne an Leistungsfähigkeit einzubüßen.

Es konnte bei den Untersuchungen am Modell nachgewiesen werden, daß weder Füll- noch Entleerungszeit nennenswert geändert wurden, noch daß ungünstige Auswirkungen auf die Schiffahrt zu erwarten waren.

# 2.2 Entwicklungen im Bereich der Hydraulik

Während also unter normalen Betriebsbedingungen bei Betrieb aller Sparbecken und bei ungestörten Füll- und Entleerungsvorgängen keine außergewöhnlichen hydraulischen Probleme gegeben sind, entstehen solche insbesondere bei Unterbrechungen der Fließvorgänge (z.B. wegen einer Fehlschaltung oder bedingt durch eine Gefahrensituation), wenn innerhalb kurzer Zeit die in den Längs- oder Querkanälen strömenden Wassermassen abgebremst werden.

Verstärkt werden die Auswirkungen zudem noch bei größeren Fließgeschwindigkeiten, wenn z.B. bei Ausfall einzelner Sparbecken aus Gründen einer Reparatur die entsprechende Füllwassermenge direkt aus dem Oberwasser entnommen wird. Grundsätzlich unterscheiden sich die dabei auftretenden Erscheinungen nicht von z.B. Schnellschlußvorgängen bei langen Druckrohrleitungen. Ein wesentlicher Unterschied besteht aber in den Fließvorgängen im gesamten hydraulischen System mit dessen vielen Verzweigungen, Krümmungen, Querschnittänderungen und sonstigen Unregelmäßigkeiten, wodurch eine eindeutige Klärung der mit den Schnellschlußvorgängen verbundenen Probleme erheblich erschwert wird.

Neben der schon genannten komplizierten Geometrie des hydraulischen Systems beeinflußt noch eine Fülle von Faktoren die bei diesen instationären Strömungsvorgängen zu erwartenden Druckschwankungen oder die niederfrequenten Massenschwingungen in Schächten vor und hinter den bewegten Verschlußorganen.

#### Es sind dies:

Lage und Art des bewegten Verschlusses im System

Betriebssituation von Längs- oder Querkanal

Füll- oder Entleerungsvorgang von Kammer oder Sparbecken (SB)

Kammerwasserstand, Sparbeckenwasserstand

Zeitprofil für das Verschlußorgan

Wartezeit vor dem Schließen

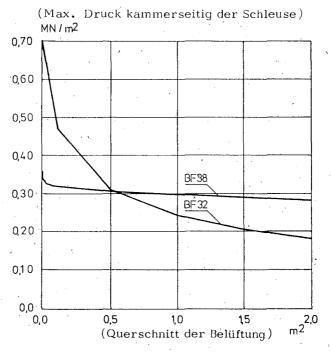
Öffnungsgrad des Verschlusses beim Nothalt

Größe der Notverschlußschächte oder sonstigen Öffnungen beiderseits der Verschlüsse sowie deren gedrosselte oder freie Verbindung zur Außenluft

Reibungsbeiwert des Betons.

Durch einen Schadensfall an der Schleuse Eibach der MDV wurden im Jahre 1978 die möglichen Schäden bei ungünstigem Zusammentreffen mehrerer Faktoren offenbar. Dort fiel wegen des Defekts an einer Ölhydraulikleitung eine SB-Schütztafel ungebremst in den gerade durchströmten Querkanal III zu den Sparbecken. Der abrupt unterbrochene Fließvorgang führte zu einer Ablösung der Wassersäule hinter dem nun geschlossenen Schütz. Das entstehende Vakuum konnte mangels Belüftung nicht mit Luft aufgefüllt werden, so daß die rückschwingende Wassermenge stark beschleunigt wurde und auf das Schütz schlug, wobei erheblicher Schaden am Verschluß, vor allem aber im Querkanal selber entstand. Aufgrund von Nachrechnungen dürften die dabei auftretenden Überdrücke bis zu 100 m WS groß gewesen sein.

Dies war also um so mehr Anlaß, die betrieblich nicht auszuschließenden Schnellschlußvorgänge ausführlich zu untersuchen, um für die in Betrieb befindlichen Schleusen die notwendi-



BF,32: Kammerfüllung -N othalt und Schließen nach Fehlöffnung

BF 38: Kammerentleerung – Nothalt und Schließen bei normalem Betrieb

Abb. 3: Berechnete Maximaldrücke im Sparbeckenkanal III bei Nothalt des Sparbeckenverschlusses III, in Abhängigkeit von der Belüftung

gen steuerungstechnischen Maßnahmen zu ermitteln und um, soweit nötig und möglich, noch nachträglich entsprechend große Belüftungsöffnungen anzubringen.

Für die noch zu bauenden Sparschleusen sollten einerseits die konstruktiven Maßnahmen für die Belüftungen, als aber auch die notwendigen Bemessungswerte für die Stahlwasserbauteile und den Tiefbau gefunden werden.

Drei Verfahren waren gegeben, um die entsprechenden Ergebnisse zu bekommen, wobei jedes Verfahren Stärken und Schwächen hatte, die erkannt und dementsprechend behandelt werden mußten.

- 1. Naturversuche an einer fertigen, im Betrieb befindlichen Schleuse
- 2. Untersuchungen an einem Modell
- 3. Mathematische Untersuchung

Da alle drei Verfahren genutzt wurden, ergab sich eine Fülle von Erkenntnissen über typische Zusammenhänge der bei Schnellschlußvorgängen auftretenden Erscheinungen.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen sind dabei folgende grundlegende Konsequenzen gezogen worden:

Da ein großer Teil der früher gebauten Sparschleusen nur in sehr begrenztem Maße Überoder Unterdrücke im Tiefbau und im Stahlwasserbau aus dynamischen Belastungen durch beschleunigte oder abgebremste Wassermassen aufnehmen kann, wurde dort die Senkgeschwindigkeit der SB-Rollschütze bei Nothaltvorgängen von bislang 260 mm/sec. auf rd. 100 mm/sec. reduziert. Damit können die betrieblich nicht auszuschließenden Schnellschlußvorgänge gestattet werden. Das unkontrollierte, schnellere Schließen oder gar Herabfallen von Verschlüssen wird zudem durch den Einbau fester, nicht verstellbarer Drosseln in den Ölhydraulikleitungen verhindert.

An zwei weiteren Schleusen, Eibach und Leerstetten, müssen zur Zeit zusätzlich die ursprünglich nicht für notwendig erachteten Rohrbelüftungen vor und hinter den Sparbekkenverschlüssen angebracht werden, um insbesondere die Unterdruckbildung bzw. Vakuumbildung mit Luftzufuhr zu verhindern.

Bei den zum Zeitpunkt der Versuche und dem Vorliegen der Ergebnisse noch nicht begonnenen Schleusen wurden zum einen auch bei der Bemessung im Tiefbau erhebliche Verstärkungen zur Aufnahme von Überdrücken vorgenommen, um auch das Bauwerk selber sicherer zu gestalten. Weiterhin wurden beiderseits der Sparbeckenverschlüsse ausreichend große Öffnungen zur Entlastung bei Überdrück und zur Luftzufuhr bei Unterdrück angeordnet. In welcher Größe diese Öffnungen beim späteren Betrieb am wirksamsten sein werden, kann zum heutigen Zeitpunkt noch nicht gesagt werden. Es besteht aber die Möglichkeit, dort ohne großen Aufwand durch den Einbau von Drosseln oder ähnlichen Vorrichtungen diejenige Wirksamkeit zu erreichen, wie sie sich aufgrund weiterer Untersuchungen und Erfahrungen als zweckmäßig ergibt.

Für alle Schleusenbauwerke ist aber festzuhalten, daß es nicht möglich und sinnvoll ist, auch die denkbar ungünstigsten Schadensfälle, wie z.B. das erwähnte Herabfallen einer Schütztafel, in der Bemessung zu berücksichtigen, sondern daß es notwendig ist, ausreichend sichere und abgesicherte Verschlußeinrichtungen vorzusehen.

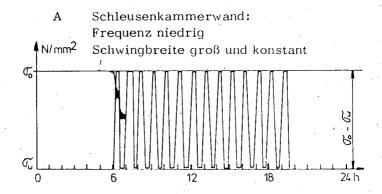
Bei den zuvor noch nicht erwähnten Längskanälen ist die Problematik ähnlich, jedoch waren hier schon immer niedrigere Verschlußgeschwindigkeiten eingeplant und zudem von und hinter den Verschlüßsen große Öffnungen in Form von Notverschlußschächten oder Belüftungsrohre vorhanden.

# 2.3 Entwicklungen bei den Berechnungsgrundlagen

In diesem Bereich hat sich in den vergangenen Jahren insofern eine Weiterentwicklung ergeben, als die frühere Betrachtungsweise der Beanspruchung der Schleusenbauwerke geändert wurde.

Nach diesen Auffassungen, denen auch keine anderen wissenschaftlich gesicherten Erkenntnisse entgegenstanden, wurden die relativ langsam verlaufenden Lastwechsel bei Schleusenfüllung und Entleerung mit den dazwischen liegenden Ruhepausen nicht als dynamische Vorgänge angesehen. Eine Herabsetzung der Dauerschwingfestigkeitswerte für den Betonstahl, wie es in DIN 1045 für nicht vorwiegend ruhend belastete Bauwerke verlangt ist, schien daher nicht gegeben.

Nach eigens für den Bereich der Schleusen der MDV durchgeführten Versuchen zeigte sich jedoch, daß für die Dauerschwingfestigkeit der Betonstähle die Belastungsgeschwindigkeit



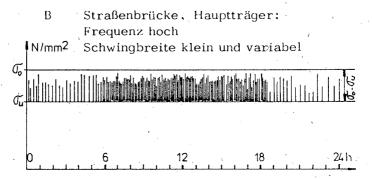


Abb. 4: Vergleich der täglichen dynamischen Beanspruchung des Betonstahls einer Schleuse und einer Brücke

nicht maßgebend ist, sondern ausschließlich die Größe der Schwingbreite in der Stahlspannung, die bei vielen Bauteilen einer Schleuse bei jedem Schleusungsvorgang in gleicher voller Größe wirkt.

Nach den Versuchen wäre die Konsequenz zu ziehen gewesen, wegen der in DIN 1045 fest-gelegten zulässigen Schwingbreite von 180 MN/m² für die dynamische Beanspruchung mehr Bewehrung einzulegen, als dies für den statischen Nachweis mit der zulässigen Zugspannung von 240 MN/m² nötig war.

Um diesen Nachteil des erhöhten Bewehrungsaufwandes zu vermeiden, wurde schon bei den Betonstahlbeschaffungen die Qualitätsanforderung erhoben, daß für die Schwingbreite von 240 MN/m² nach Möglichkeit die Lastspielzahl von 2 x 106 erreicht werden sollte, und daß Lastspielzahlen im Bereich unter etwa 1 x 106 als unzureichend anzusehen waren. Durch laufend eigens durchgeführte Versuche wurde das Qualitätsniveau kontrolliert und Fehlwalzungen ausgeschieden. Da auch bei großzügiger Schätzung ein Schleusenbauwerk kaum mehr als 500 000 Lastspielzahlen erreichen wird, können die zugelassenen unteren Grenzwerte von 1 x 106 LS als ausreichend sicher angesehen werden.

Durch diese Qualitätsgarantie konnten erhebliche Einsparungen an Bewehrungsstahl erreicht werden, ohne daß nennenswerter Kostenmehraufwand damit verbunden war.

Bei den Stahlwasserbauteilen der Sparschleusen, den Toren und den Rollschützen der Längs- und Querkanäle ist ebenfalls zu berücksichtigen, daß bei jedem Schleusungsvorgang die volle Schwell- oder Wechsellast auftritt. Anders als bei den meisten Stahlbauten wird zudem bei jedem Schleusungsvorgang bei einzelnen Teilen dabei auch die Grenze der zulässigen Spannungen erreicht.

Dementsprechend muß auch in diesem Bereich die auf Dauer zulässige Schwingbreite der Spannungen nachgewiesen und eingehalten werden. Besonders gilt dies für die Fälle, bei denen ein Belastungswechsel von der Druck- zur Zugseite erfolgt, wie es bei den Verschlüssen in den Sparbeckenquerkanälen gegeben ist. Dort wirkt die Wasserlast abwechselnd von der Kammer- und der Sparbeckenseite auf das Schütz.

Nachdem aber gerade diese Verschlüsse auch für selten vorkommende Druckstoßbelastungen bemessen werden, haben sie in der Regel für die normalen, häufig wiederkehrenden Belastungen nur niedrigere Spannungswechsel zu ertragen. In jedem Falle muß aber auch der Nachweis der zulässigen Schwingbreite für die zu erwartenden Lastspielzahlen geführt werden.

Für den Baustoff Beton gibt es nach verschiedenen neueren Untersuchungen ebenfalls Gesetzmäßigkeiten bezüglich der Änderung des Festigkeitsverhaltens auf Dauer. Die notwendigen Versuche sind aber aufwendig und demgemäß nicht zahlreich. Es gibt weiterhin starke Streuungen bei den Ergebnissen und es spielen bei diesem Material auch andere Faktoren wie Belastungsgeschwindigkeit und Dauer von Ruhepausen eine nicht genügend genau bekannte Rolle.

Da im allgemeinen der Beton der Sparschleusen mehr oder weniger weit unterhalb der zulässigen Spannungen beansprucht wird — was wegen der vorgenannten Unsicherheiten für lie wechselnd oder schwellend belasteten Bauteile auch unbedingt einzuhalten ist —, braucht lieser Problematik nicht so große Bedeutung beigemessen zu werden wie derjenigen bei den Betonstählen.

#### 3. Schlußbetrachtung

Sparschleusen stellen wegen ihres komplizierten hydraulischen Systems und wegen der regelmäßig wiederkehrenden vollen Belastung bei den Füll- und Entleerungsvorgängen eine Besonderheit unter den Ingenieurbauwerken dar.

Die Konstruktion solcher Anlagen verlangt umfangreiche und sichere Kenntnisse auf den verschiedensten Gebieten der Ingenieurwissenschaften.

In vorstehendem Bericht wird auf die wesentlichsten Entwicklungen im Bereich der Sparschleusen der MDV eingegangen. Diese Entwicklung wird in diesem Jahrzehnt mit dem Bau der höchsten Sparschleusen im Anstieg zur Scheitelhaltung im fränkischen Jura ihren Abschluß finden.

#### Teil 3

## 1. Wehrverschlüsse als Zugsegmente mit oberwasserseitigen ölhydraulischen Antrieben

Zwischen Saarbrücken und der Mündung in die Mosel bei Konz, also auf rd. 90 km Länge, wird z.Z. die Saar zur Schiffahrtsstraße der Klasse IV ausgebaut, das heißt, für den Verkehr mit Motorgüterschiffen von 1350 t Tragfähigkeit. Für die hierbei zur Stauregelung neu zu errichtenden Wehre waren im wesentlichen folgende Planungsgrundsätze maßgebend:

- Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit von Bau und Betrieb sollten die Wehrverschlüsse einschließlich der Antriebe weitestgehend gleich sein und möglichst geringen Unterhaltungsaufwand erfordern.
- Angestrebt wurde eine möglichst unauffällige Eingliederung in die Landschaft. Hohe Aufbauten (z.B. Antriebshäuser) sollten vermieden werden.
- Die Wehre waren hydraulisch und konstruktiv so zu bemessen und durchzubilden, daß die sichere Ableitung des Bemessungshochwasserabflusses und die hinreichend genaue Stauregelung unter Berücksichtigung des Schleusen- und Kraftwerksbetriebes gewährleistet war.

Hydraulische Bemessungsdaten (Wehr Rehlingen):

```
HQ_{200} = 1410 \text{ m}^3/\text{s} (n Wehrfelder)

HQ_{50} = 1190 \text{ m}^3/\text{s} (n-1 Wehrfelder)

HQ^{1970} = 870 \text{ m}^3/\text{s}

MQ = 45 \text{ m}^3/\text{s}
```

Die Großschiffahrtsschleuse kann zur Hochwasserableitung genutzt werden.

Die vorgenannten Daten und die betrieblichen Bedingungen führten hinsichtlich der Wahl der Wehrverschlüsse zu Zugsegmenten mit aufgesetzten Fischbauklappen. Vorgesehen waren jeweils drei Wehrfelder (Schoden vier) mit Breiten von je 16,50 m. Zur Vermeidung von Aufbauten auf den Wehrpfeilern sollten die Segmente mittels in den Pfeilern angeordneten Antriebszylindern über Kniehebel und Torsionsrohre beidseitig hydraulisch angetrieben wer-

#### 3. Schlußbetrachtung

Sparschleusen stellen wegen ihres komplizierten hydraulischen Systems und wegen der regelmäßig wiederkehrenden vollen Belastung bei den Füll- und Entleerungsvorgängen eine Besonderheit unter den Ingenieurbauwerken dar.

Die Konstruktion solcher Anlagen verlangt umfangreiche und sichere Kenntnisse auf der verschiedensten Gebieten der Ingenieurwissenschaften.

In vorstehendem Bericht wird auf die wesentlichsten Entwicklungen im Bereich der Sparschleusen der MDV eingegangen. Diese Entwicklung wird in diesem Jahrzehnt mit dem Bat der höchsten Sparschleusen im Anstieg zur Scheitelhaltung im fränkischen Jura ihrer Abschluß finden.

#### Teil 3

#### 1. Wehrverschlüsse als Zugsegmente mit oberwasserseitigen ölhydraulischen Antrieben

Zwischen Saarbrücken und der Mündung in die Mosel bei Konz, also auf rd. 90 km Länge wird z.Z. die Saar zur Schiffahrtsstraße der Klasse IV ausgebaut, das heißt, für den Verkeh mit Motorgüterschiffen von 1350 t Tragfähigkeit. Für die hierbei zur Stauregelung neu zu errichtenden Wehre waren im wesentlichen folgende Planungsgrundsätze maßgebend:

- Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit von Bau und Betrieb sollten die Wehrverschlüsse ein schließlich der Antriebe weitestgehend gleich sein und möglichst geringen Unterhaltungs aufwand erfordern.
- Angestrebt wurde eine möglichst unauffällige Eingliederung in die Landschaft. Hohe Aufbauten (z.B. Antriebshäuser) sollten vermieden werden.
- Die Wehre waren hydraulisch und konstruktiv so zu bemessen und durchzubilden, daß die sichere Ableitung des Bemessungshochwasserabflusses und die hinreichend genaue Stauregelung unter Berücksichtigung des Schleusen- und Kraftwerksbetriebes gewährleister war.

Hydraulische Bemessungsdaten (Wehr Rehlingen):

```
HQ_{200} = 1410 \text{ m}^3/\text{s} (n Wehrfelder)

HQ_{50} = 1190 \text{ m}^3/\text{s} (n-1 Wehrfelder)

HQ^{1970} = 870 \text{ m}^3/\text{s}

MQ = 45 \text{ m}^3/\text{s}
```

Die Großschiffahrtsschleuse kann zur Hochwasserableitung genutzt werden.

Die vorgenannten Daten und die betrieblichen Bedingungen führten hinsichtlich der Wahder Wehrverschlüsse zu Zugsegmenten mit aufgesetzten Fischbauklappen. Vorgesehen warer jeweils drei Wehrfelder (Schoden vier) mit Breiten von je 16,50 m. Zur Vermeidung von Aufbauten auf den Wehrpfeilern sollten die Segmente mittels in den Pfeilern angeordneter. Antriebszylindern über Kniehebel und Torsionsrohre beidseitig hydraulisch angetrieben wer-

den. Wegen des Raumbedarfes in den Wehrpfeilern wären hierbei 4,30 m breite Pfeiler erforderlich geworden.

Aufgrund eines im Rahmen der Ausschreibung des Stahlwasserbaus des Wehres Schoden eingereichten Sondervorschlages mußte die Antriebskonzeption der Segmente neu durchdacht werden. Dieser Sondervorschlag sah im wesentlichen vor, die Antriebszylinder der Segmente außen an den Zugarmen direkt angreifen zu lassen. Die oberen Gegenlager der Antriebszylinder bildeten stählerne, im Beton verankerte Lagerböcke mit einer Bauhöhe von rd. 1,50 m über der Pfeilerplattform. Voraussetzung für diese Antriebsart sind beidseitige 80 cm breite Wandvorlagen, wodurch jedoch die Wehrfeldbreite nur im oberen Bereich vermindert wird, so daß die Abflußleistung des Wehres nicht wesentlich beeinträchtigt wird. Sie nehmen im unteren Bereich die Drehlager der Segmente auf, im oberen Bereich dienen sie der Verankerung der Lagerböcke der Antriebszylinder und oberwasserseitig als Auflager des einschwimmbaren Nadellehnenträgers des Revisionsverschlusses. Diese Wandvorlagen schützen darüber hinaus die im Strömungsschatten liegenden Antriebszylinder vor größeren Stoßbelastungen durch Treibzeug. Die Bewegungsgeometrie der Verschlüsse bleibt gegenüber dem Antrieb mittels Torsionsrohr unverändert. Insbesondere bleibt das Freifahren der Konstruktionsunterkante der Verschlüsse über das Stauziel möglich. Die Antriebszylinder liegen überwiegend unter Wasser, jedoch so, daß die Oberkante mindestens 30 cm oberhalb des Wasserspiegels liegt. Die Kolbenstange liegt also immer über Wasser; in ihr verlaufen auch die Hydraulikleitungen, die so gegen mechanische Beanspruchung geschützt sind (Abb. 1).

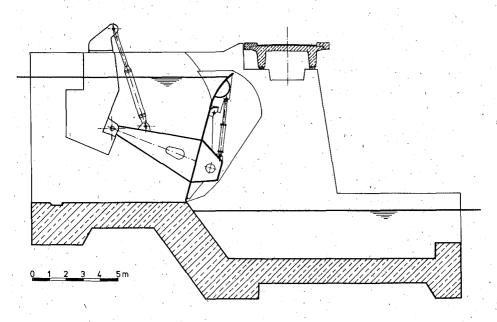


Abb. 1: Wehr Rehlingen (Saar)

Bei der technischen Bewertung des Sondervorschlages wurden über die Frage der Betriebssicherheit der Segmente bei außenliegenden Antriebszylindern selbstverständlich besondere Betrachtungen angestellt. Hierbei nahm die Überlegung, ob infolge Walzenbildung hinter der Wandvorlage sich hier Treibzeug in einem Maße sammeln, sich zwischen Pfeilerwand und

Zylinder verkeilen und hierdurch die Funktionsfähigkeit der Antriebszylinder beeinträchtige könnte, breiten Raum ein. Ein solcher Störfall konnte jedoch mit an Sicherheit grenzende Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.

Nach Prüfung in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht sowie unter Berücksichtigun der Belange von Wartung und Betrieb wurden für das Wehr Schoden die Segmente mit auße an den Zugarmen angreifenden Antriebszylindern zur Ausführung bestimmt. Dieses Systen wurde auch den folgenden Ausschreibungen für die Wehre Rehlingen, Mettlach und Serri zugrundegelegt; die genannten Anlagen sind inzwischen fertiggestellt oder im Bau.

Technische Daten (Wehr Rehlingen):

Eigengewicht der Aufsatzklappe 8,8 t

Eigengewicht des Segmentes 40,9 t

Maximale Kraft am Drehlager des Segmentes (Zug) 2750 kN

Maximale Kraft an einem Antriebszylinder des Segmentes (Zug) 1220 kN (BB, DIN 19704).

Von den konstruktiven Besonderheiten der Saarwehre ist sicherlich der hydraulische Antrieb der Segmente mit außenliegenden, an den Zugarmen angreifenden Zylindern an bemerkenswertesten. Die hydraulischen und konstruktiven Vorzüge des Zugsegmentes als Wehrverschluß sind inzwischen weitgehend anerkannt. Auch setzen sich in zunehmenden Maße ölhydraulische Systeme als Antriebe von Verschlüßsen des Stahlwasserbaus durch. Die gilt für Schütze, Schleusentore und für Wehrverschlüßse, hier vor allem für Klappen und auch für Drucksegmente. Die Kombination des Zugsegmentes unter Nutzung der Vorzüge der hydraulischen Antriebes wurde bisher konsequent nur mittels Torsionsrohr angewendet. Der unterwasserseitige hydraulische Antrieb von Zugsegmenten kann wegen der ungünstiger Bewegungsgeometrie nur als Kompromiß angesehen werden.

Mit der jetzt an der Saar zur Ausführung gelangenden Variante des hydraulischen Antrie bes von Zugsegmenten auch größerer Wehre wurde mit dem Ziel einer technisch und wirtschaftlich gleichermaßen zufriedenstellenden Lösung bewußt "Neuland" beschritten, allerdings mit der Überzeugung, daß sich das System grundsätzlich bewähren wird. Details dei baulichen Durchbildung können sicherlich noch weiterentwickelt werden.

# 2. Konstruktive und hydraulische Maßnahmen zur Vermeidung von Ablagerungen unter Fischbauchklappen von Wehren

Bei Oberwassertiefen bis 6,00 m und Wehrfeldbreiten bis etwa 30,00 m sind normalerweise Klappen, betrieblich und wirtschaftlich gesehen, allen anderen Verschlüssen überlegen. Nach neuester Bauart erfolgt der Antrieb einseitig ölhydraulisch aus dem Innern eines Pfeilers heraus über ein Torsionsrohr.

Der Raum unter der Klappe muß seitlich belüftet werden. Bis 0,30 m Überfallhöhe sind Strahlaufreißer und abschnittsweise aufgesetzte Keile am Klappenrand wirksam, die den geschlossenen Wasservorhang in einzelne selbständige Überfallstrahlen gliedern und auch zur Sauerstoffanreicherung zusätzlich beitragen.

Je nach Oberwassertiefe bei Hochwasserabfluß können bis 1,20 m hohe Wehrhöcker angeordnet werden, die nicht stauend wirken, wenn sie mit der Klappe zusammen eine strömungsgünstige Form bilden. Die ständig unter Wasser liegende und den Angriffen des Geschiebetriebs ausgesetzte Drehlagerdichtung läßt sich im Schutz dieses Höckers anbringen.

Neben den zahlreichen Vorzügen sind in der Praxis zwei wesentliche betriebliche Probleme aufgetreten, wenn bei Hochwasser Geschiebe unter die gelegte Klappe gelangt.

- (1) Bei geringen Fallhöhen läßt sich die Klappe bei einem nachfolgenden Hochwasser nicht mehr ganz legen.
- (2) Bei großen Fallhöhen verbleiben Steine in dem Raum zwischen Überfallstrahl und Wehrrücken und erodieren den Beton solange, bis sie sich selbst durch Abrieb verkleinert haben. Eine am Bauwerk aufgebrachte Spezialbeschichtung wurde innerhalb von 2 Jahren wieder soweit zerstört, daß die Bewehrung zum Vorschein kam (Abb. 2: Fall (2) mit ausgerundetem Wehrrücken).

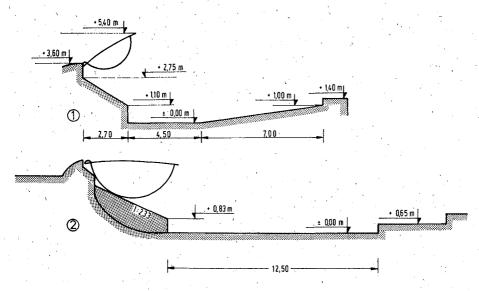


Abb. 2: Fall (1) Formgebung bei der Planung von Tosbecken mit Fischbauchklappen Fall (2) Beispiel für Sanierung einer bestehenden Anlage

Für geplante Wehranlagen am Main mit Fallhöhen von 2,80 m und 3,80 m, in die Fischbauchklappen anstelle von Walzenverschlüssen eingebaut werden sollten, stand dieses Problem zur Lösung an.

Mit Hilfe hydraulischer Modellversuche im Maßstab 1:30 gelang es in einer langen Versuchsreihe, den Überfallstrahl und die durch Teilimpulse bewegten Feststoffe so zu führen, daß der Raum unter der Klappe nach kurzer Zeit wieder frei wurde. Die größte Räumwirkung stellt sich bei etwa 200 m³/s ein. Die Klappe hat dabei die Stellung entsprechend dem Fall (1) auf der Abbildung. Der Wehrrücken muß mindestens 1:2,4 geneigt sein, damit Feststoffe unter Wasser abrutschen und sich an der Stufe (mindestens 1,0 m) sammeln können. Von hier werden sie durch die Großturbulenzen in Schüben dem Hauptabfluß zugeführt. Wie man auf der Abbildung erkennt, muß das Tosbecken vertieft werden, um diese Formgebung zu ermöglichen. Im Fall (2) soll die dargestellte Form an einer bestehenden Anlage nachträglich herge-

stellt werden. Inzwischen hat sich auch nach etwa 2-jährigem Betrieb an einer der neuen Wehranlagen (mit 2,80 m Fallhöhe) der gewünschte Feststofftransport bestätigt.

#### Teil 4

#### Funktionserweiternde Einrichtungen für Schleusenobertore

## 1. Drucksegmenttor

Das Konstruktionsprinzip des Segmentverschlusses wurde bereits häufiger für Tore von Abstiegsbauwerken (Schleusen, Hebewerke) angewandt, zum Beispiel:

- Trogtore und unteres Haltungstor des Schiffshebewerkes Henrichenburg (3. Abstieg)
- Obertor der Schartor- und der Brandshofer Schleuse in Hamburg. Die Tore dienen auch der Hochwasserableitung
- Obertor der Schleusen Würzburg und Birsfelden. Die Tore sind gleichzeitig Füllorgan der Kammer.

Die im Rahmen des Ausbaus der Saar zur Großschiffahrtsstraße errichteten Schleusen haben 12 m breite Kammern bei einer nutzbaren Länge von 190 m. Die Fallhöhen betragen zwischen 3,80 m und 14,50 m. Die Tore werden am Oberhaupt als Drucksegmente, am Unterhaupt als Stemmtore ausgeführt. Wie nachfolgend näher erläutert wird, hat sich die Ausbildung des Obertores als Drucksegment als besonders geeignet erwiesen, wenn die betrieblichen Vorgaben und wirtschaftliche Überlegungen diesem Bauteil mehrere Funktionen zuweisen.

Bei der Festlegung der Bedingungen für den Bemessungshochwasserabfluß an den Saarwehren (vgl. Teil 3) wurde vorausgesetzt, daß auch die Großschiffahrtsschleuse einer Staustufe zur Hochwasserableitung genutzt werden kann. Weiterhin sollte das Obertor für alle Großschiffahrtsschleusen gleich konzipiert werden, und zwar so, daß es bei Schleusen mit kleinen Fallhöhen im Normalfall und bei Schleusen mit größeren Fallhöhen bei Funktionsstörungen der oberwasserseitigen Längskanalverschlüsse des TVA\*-Multiportsystems als Füllorgan der Kammer dienen kann. Dieser Betriebsfall kommt auch zur Erhöhung des Sauerstoffeintrags in das Schleusungswasser bei kritischer Beschaffenheit des Saarwassers in Betracht, weil durch die intensive Verwirbelung in der Toskammer bei Füllung durch das Obertor der Sauerstoffeintrag erheblich höher ist als bei Füllung der Schleuse durch die Längskanäle. Dieser Vorteil zugunsten der Wassergüte hat naturgemäß den Nachteil, daß sich die Füllzeit der Schleuse verlängert. Schließlich galt auch für das Schleusenobertor der allgemeingültige Planungsgrundsatz betreffend die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion bei Bau sowie Betrieb und Unterhaltung der Anlage. Diese Überlegungen, theoretische Untersuchungen und vor allem die im folgenden beschriebenen Modellversuche der Bundesanstalt für Wasserbau führten zum Ausführungsvorschlag eines Drucksegmenttores, dessen Stauwand im Querschnitt die Form einer Wendelinie hat, was sich aus der Zweckbestimmung als Füllorgan ergab (Abb. 1).

Zur Füllung wird das Torum 20° abwärts gedreht, so daß wegen der Form der Stauwand zwischen dem Drempel und dem Segment, über die gesamte Kammerbreite, ein Füllspalt von

\* TVA = Tennessee-Valley-Authority

stellt werden. Inzwischen hat sich auch nach etwa 2-jährigem Betrieb an einer der neuen Wehranlagen (mit 2,80 m Fallhöhe) der gewünschte Feststofftransport bestätigt.

#### Teil 4

## Funktionserweiternde Einrichtungen für Schleusenobertore

#### 1. Drucksegmenttor

Das Konstruktionsprinzip des Segmentverschlusses wurde bereits häufiger für Tore von Abstiegsbauwerken (Schleusen, Hebewerke) angewandt, zum Beispiel:

- Trogtore und unteres Haltungstor des Schiffshebewerkes Henrichenburg (3. Abstieg)
- Obertor der Schartor- und der Brandshofer Schleuse in Hamburg. Die Tore dienen auch der Hochwasserableitung
- Obertor der Schleusen Würzburg und Birsfelden. Die Tore sind gleichzeitig Füllorgan der Kammer.

Die im Rahmen des Ausbaus der Saar zur Großschiffahrtsstraße errichteten Schleusen haben 12 m breite Kammern bei einer nutzbaren Länge von 190 m. Die Fallhöhen betragen zwischen 3,80 m und 14,50 m. Die Tore werden am Oberhaupt als Drucksegmente, am Unterhaupt als Stemmtore ausgeführt. Wie nachfolgend näher erläutert wird, hat sich die Ausbildung des Obertores als Drucksegment als besonders geeignet erwiesen, wenn die betrieblichen Vorgaben und wirtschaftliche Überlegungen diesem Bauteil mehrere Funktionen zuweisen.

Bei der Festlegung der Bedingungen für den Bemessungshochwasserabfluß an den Saarwehren (vgl. Teil 3) wurde vorausgesetzt, daß auch die Großschiffahrtsschleuse einer Staustufe zur Hochwasserableitung genutzt werden kann. Weiterhin sollte das Obertor für alle Großschiffahrtsschleusen gleich konzipiert werden, und zwar so, daß es bei Schleusen mit kleinen Fallhöhen im Normalfall und bei Schleusen mit größeren Fallhöhen bei Funktionsstörungen der oberwasserseitigen Längskanalverschlüsse des TVA\*-Multiportsystems als Füllorgan der Kammer dienen kann. Dieser Betriebsfall kommt auch zur Erhöhung des Sauerstoffeintrags in das Schleusungswasser bei kritischer Beschaffenheit des Saarwassers in Betracht, weil durch die intensive Verwirbelung in der Toskammer bei Füllung durch das Obertor der Sauerstoffeintrag erheblich höher ist als bei Füllung der Schleuse durch die Längskanäle. Dieser Vorteil zugunsten der Wassergüte hat naturgemäß den Nachteil, daß sich die Füllzeit der Schleuse verlängert. Schließlich galt auch für das Schleusenobertor der allgemeingültige Planungsgrundsatz betreffend die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion bei Bau sowie Betrieb und Unterhaltung der Anlage. Diese Überlegungen, theoretische Untersuchungen und vor allem die im folgenden beschriebenen Modellversuche der Bundesanstalt für Wasserbau führten zum Ausführungsvorschlag eines Drucksegmenttores, dessen Stauwand im Querschnitt die Form einer Wendelinie hat, was sich aus der Zweckbestimmung als Füllorgan ergab (Abb. 1).

Zur Füllung wird das Torum 20° abwärts gedreht, so daß wegen der Form der Stauwand zwischen dem Drempel und dem Segment, über die gesamte Kammerbreite, ein Füllspalt von

\* TVA = Tennessee-Valley-Authority

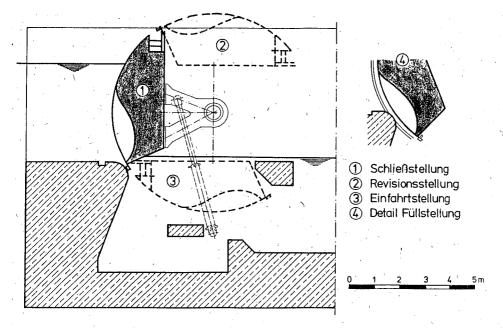


Abb. 1: Oberhaupt mit Drucksegmenttor

0,90 m Weite entsteht. In einem Modell im Maßstab 1:25 wurden für die verschiedenen Schleusen und Betriebsfälle die Tordrehgeschwindigkeiten derart ermittelt, daß die Schiffskräfte im zulässigen Rahmen blieben und der Schleusenzufluß einen jeweils in Abhängigkeit von den lokalen Bedingungen vorgegebenen Höchstwert nicht überschritt. Außerdem wurden Energieumwandlungseinrichtungen hinter dem Tor entworfen und erprobt, um eine gleichmäßige Verteilung des Zuflußwassers über den Kammerquerschnitt zu gewährleisten. Je nach Fallhöhe kamen ein Tosbecken mit Endschwelle und massiven Quereinbauten oder eine Toskammer, durch eine Lochwand von der Schleusenkammer abgetrennt, zur Anwendung. Die Füllzeiten bei reiner Vorkopffüllung durch das Obertor liegen zwischen 8 min bei 3,80 m und 25 min bei 14,50 m Fallhöhe. Das erforderliche Antriebsmoment für den Verschlußkörper wurde gemessen, und in einem Rinnenmodell im Maßstab 1:10 wurde die Druckbelastung ermittelt.

Die im Modell entwickelte Konstruktion des Obertores ermöglicht an allen Saarstaustufen die Ableitung eines Teils des Hochwassers durch die Großschiffahrtsschleuse. Während der Modelluntersuchungen wurde das Hauptaugenmerk auf das Schwingungsverhalten des Torkörpers gerichtet, da durch ein Aufschwingen des Tores um seine Drehachse in dem energiereichen Hochwasserstrom größere Schäden zu befürchten waren. Zur Hochwasserentlastung wird nach dem Öffnen des unteren Stemmtores das Obertor aus der Staustellung um 90° abwärts gedreht, so daß der Torrücken in Höhe der OW-Sohle liegt und der Schleusendurchfluß über das Tor hinweg freigegeben wird. Im Schleusenmodell wurde die Torantriebswelle mit einem Federelement und einem Drehmomentenmeßgerät versehen, so daß der Verschlußkörper mit seiner aus Ausschreibungsunterlagen berechneten Eigenfrequenz von etwa 2 Hz schwingen konnte. Am Ausgangsentwurf des Drucksegmenttores wurden bereits bei geringer Fallhöhe sehr starke Schwingbewegungen und entsprechende Schwankungen im Antriebsmo-

ment registriert. Diese rührten von Pendelbewegungen des Überfallstrahles und Instabilitäten im Abfluß unter dem Torkörper her. Durch Anbringen von Öffnungen in der Torrückwand und Änderungen sowohl im oberen Teil des Tores als auch im Tosbecken bzw. in der Toskammer gelang es, die schwingungsanfachende Belastung auf das Tor ganz erheblich zu reduzieren. Darüber hinaus wurden an Voll- und Rinnenmodell die günstigsten Drehgeschwindigkeiten, die erforderlichen Antriebsmomente, die Druckbelastung sowie die Abflußmengen und die Wasserspiegellagen ermittelt.

Die Schleuse Lisdorf wurde bereits fertiggestellt. Mit einem umfangreichen Untersuchungsund Meßprogramm wurden die Funktionen und Belastungen hauptsächlich bei simulierter Hochwasserentlastung durch die Schleuse überprüft und mit den Modellergebnissen verglichen.

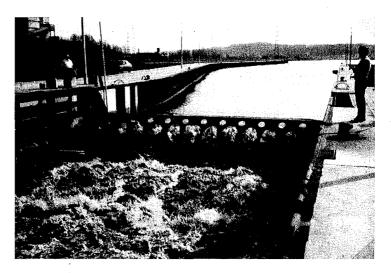


Abb. 2: Freigabe des Abflusses durch die Schleuse

Als wichtigstes Ergebnis der Naturversuche sei herausgestellt, daß am Obertor während der Steuerung des Hochwasserdurchganges keine nennenswerten Schwingbewegungen zu beobachten waren. Die an der Naturausführung gemessene dynamische Druckbelastung entsprach ebenso in hohem Maße den am Modell festgestellten Werten. Somit ist aufgrund der Modellversuche eine gefahrlose Hochwasserentlastung durch die Schleuse Lisdorf gewährleistet. Nach Betriebsbereitschaft der übrigen Saar-Schleusen sind dort ähnliche Naturversuche vorgesehen.

Das 12 m breite, torsionssteif ausgebildete Tor hat ein Gewicht von rd. 36 t und wird einseitig über ein Torsionsrohr angetrieben. Der Antriebszylinder und das Hydraulikaggregat sind im Oberhaupt unterhalb der Schleusenplattform angeordnet, so daß keine gesonderten Antriebshäuser erforderlich sind. Aufgrund der einfachen Bewegungsgeometrie und der wenigen Verschleißteile kombiniert mit hydraulischem Antrieb ist das Segment als Schleusenobertor mit zusätzlichen Funktionen besonders geeignet. Da es möglich ist, nach Umkoppeln

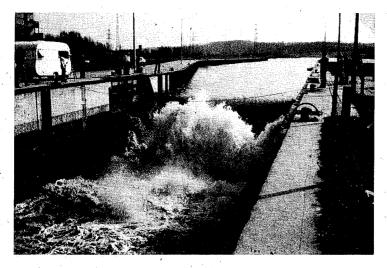


Abb. 3: Beendigung des Abflusses durch die Schleuse

des Zylinders am Antriebshebel des Torsionsrohres das Tor, aus dem Wasser heraus in die Revisionsstellung' zu fahren, wird die Überprüfung und Wartung des Tores wesentlich vereinfacht. Besondere Beachtung war der baulichen Durchbildung der Längsdichtung des Tores zu widmen. Ausgeführt wurde ein Flachprofil, das zur Seite des Dichtungsanschlags hin in der Mitte wulstförmig verstärkt ist. Es ist mit dem Verschlußkörper beidseitig mittels Klemmleisten und Schrauben verbunden. Der erforderliche Anpreßdruck wird durch Federtöpfe hergestellt, die über eine Leiste die Federkraft auf das Dichtungsprofil übertragen.

#### 2. Hubsenktor

Bei den gewöhnlichen Schleusen in der Bundesrepublik Deutschland wurden für nutzbare Kammerlängen bis zu 165 m Füllungen durch das Obertor oder über kurze Umläufe eingerichtet. Für Fallhöhen von 3,0 bis 9,0 m beträgt die mittlere Steiggeschwindigkeit des Wasserspiegels 0,5 bzw. 0,9 m/min. Es treten Quer- und Längskräfte am zu schleusenden Schiff auf, die im Grenzfall 0,5 bzw. 1,5‰ des Gesamtgewichtes erreichen. Besonders ungünstig sind die Querbewegungen.

Nachdem die nutzbare Kammerlänge aus Richtlinien auf 190 m vergrößert worden war, war diese Füllmöglichkeit für den Schleusenbetrieb nicht mehr praktikabel, jedoch wäre die Anwendung von Längskanälen mit Stichkanälen unter den gegebenen Umständen wiederum zu aufwendig gewesen.

Die guten Erfahrungen im Betrieb mit einem Hubsenktor als Haltungsabschluß zur Steuerung der Füllung und zur Eisabfuhr (PIANC XXII, Paris 1969, Section I, Subject 3) führten zu der Absicht, diese Torart hier auch künftig anzuwenden. An einer geplanten Schleuse mit zunächst nur 3,60 m Fallhöhe, bei der also der Füllspalt unter dem Tor eingetaucht ist, wurden die bisherige Prallwand und das Tosbecken so umgestaltet, daß ein Einlauf zu einem kurzen Grundkanal mit Öffnungen in der Kammersohle entstand. Die Anschlußwand dient als Stoßschutz.

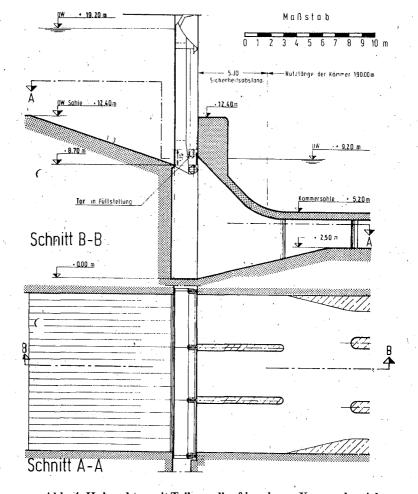


Abb. 4: Hubsenktor mit Teilgrundlauf im oberen Kammerbereich

Die zufriedenstellenden Versuchsergebnisse am Modell und an der ausgeführten Schleuse Oberhausen (Rhein-Herne-Kanal) versprachen dann auch Erfolg bei der Weiterentwicklung dieser Einrichtung für Schleusen mit Fallhöhen bis zu 10,0 m (Abb. 4). Dafür muß die Torkonstruktion jedoch so weit nach unten verlängert werden, daß sie etwa 0,5 m in das Unterwasser eintaucht. Bei der normalen Torfüllung ist ohnehin eine Tieferlegung der Dichtungskante um 2,0 m erforderlich, so daß der Mehraufwand letzten Endes nur 1,70 m ausmacht und im Vergleich mit der Einrichtung von zwei Schützen inklusive Antriebe und Revisionsverschlüsse sowie besonderer Einlaufbauwerke zu sehen ist.

Der Grundkanal erstreckt sich auch bei den größeren Fallhöhen nur auf 3/8 der vorderen Kammerlänge. Da die Unter- und Rückseite des Torkörpers offen sind, würde hier zu Beginn der Füllung Wasser austreten und Unruhe in das Kammerwasser hineintragen. Im äußersten Fall ist die Rückwand auf eine Höhe von 1,40 m über der Torunterkante dicht zu verkleiden. Innerhalb des Tores können Schwankungen des freien Wasserspiegels auftreten. Die Bergschleusung kann hierdurch schneller und ruhiger ablaufen als bei herkömmlichen Torfüllun-

gen, Querkräfte sind praktisch gleich Null. In der Tabelle sind zum Vergleich kennzeichnende Ergebnisse aufgeführt.

	Fallhöhe	Füllzeit	Steigen i.	Kräfte	Kräfte (kN)	
	h <sub>F</sub> (m)	t (min)	Mittel s (m/min)	$_{ m Q}^{ m quer}$	längs F <sub>L</sub>	
	3,6	4,8	0,75		14	
	6,1	5,9	1,03	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	. 16	
	10,0	8,2	1,22	· ` —	15	
			einfache Torfüllung:			
'	3,6	6,1	0,55	Ì	23	
	6,1	7,5	0,81	8	14	
	10,0	10,5	0,95	12	23	

#### Schrifttum

- 1. Illiger, J.: Structures for dealing with large differences in head for the Lateral Canal of the Elbe. Bulletin of PIANC Nr. 10 Vol. IV/1971.
- 2. Rütjerodt, M. und Dr.-Ing. Arens, M.: Schiffshebewerke in Deutschland. XIX. Internationaler Schiffahrtskongreß London 1957, Abteilung I, Mitteilung 1.
- 3. Büttner, H.: Die Abstiegsbauwerke des Elbe-Seitenkanals. Hansa Nr. 23, 108. Jahrgang 1971.
- 4. Wagner, R.: Die Stahlkonstruktion des Schiffshebewerkes Lüneburg. Der Stahlbau Heft 7, 45. Jahrgang 1976.
- 5. Elbe-Seitenkanal Natur und Technik. Hans Christians Verlag Hamburg 1976, ISBN 3-7672 0403 7.

# Abteilung I

# Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen

(für gewerbliche und Freizeitschiffahrt)

#### Thema 4

Technische Weiterentwicklung bei Gestaltung, Konstruktion und Unterhaltung von Deichen und Dämmen für Flüsse und Kanäle. Den Problemen der Verbindung zwischen nachgiebigen beweglichen und festen Anlagen und der Erneuerung und Verbesserung vorhan dener Dämme ist besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

#### Thema des Berichts

Konstruktive Maßnahmen zur Dichtung von Kanaldämmen und Besonderheiten am Über gang zu festen Anlagen sowie zur Überwachung an Kanal- und Flußdämmen.

#### Berichterstatter

Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. Martin Hager, Bundesministerium für Verkehr, Bonn

Dipl.-Ing. H. Armbruster, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Baudirektor Dipl.-Ing. H.D. Döscher, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

#### Inhalt

Zusa	nmmenfassung	6		
Grur	Grundsätzliche Vorbemerkungen			
1.	Einleitung.	7		
2.	Übersicht zu den Überwachungssystemen	7		
3.	Meßsystem Infrarotthermographie	7		
4.	Vorbereitende Arbeiten	7		
4.1	Vorbereitung der thermographischen Aufnahme	7		
4.2	Vorbereitungen für die spätere Auswertung			
5.	Auswertung der Messungen.	8		
5.1	Empirische Klassifikation einer einzelnen Infrarotaufnahme (EK)			
5.2	Multispektrale Klassifikation (MSK)	8		
5.3	Multitemporale Klassifikation (MTK)	8		
6.	Nachuntersuchungen und Ergebnisse	8		

#### Zusammenfassung

Die Anforderungen des modernen Schiffsverkehrs und die technischen Möglichkeiten zur Gestaltung kanalisierter Flüsse und zum Aus- und Neubau von Schiffahrtskanälen hat zu erhöhten Anforderungen an die Erdbauwerke im Bereich der Dammstrecken der Wasserstraßen geführt. Neben den unmittelbaren Einflüssen aus der Wasserbelastung und den dynamischen Wirkungen des vorbeifahrenden Schiffes ist, wie eingehende Untersuchungen gezeigt haben, die Zuverlässigkeit der Dämme und Deiche in erster Linie von der zutreffenden Beurteilung der Wahrscheinlichkeit örtlichen Versagens unter dem Einfluß von Sickerströmungen und deren Auswirkungen, besonders der Erosion und Suffosion abhängig. Hieraus haben sich Erkenntnisse für die ausreichend sichere Gestaltung der Erddämme und der Dichtungen sowie der Anschlüsse im Bereich von Kreuzungsanlagen ergeben. Darüber hinaus wurden besondere Verfahren zur Überwachung des jeweiligen Sicherheitszustandes der Dämme entwickelt.

An Beispielen wird gezeigt, in welchem Umfang sich hieraus besondere bauliche und ausführungstechnische Lösungen ergeben. Ein flächendeckendes Überwachungssystem von Dämmen wird beschrieben, dessen Einsatz seit 1980 erprobt wird. Dabei handelt es sich um das Aufnehmen von Dämmen und deren Umgebung mit einem Multispektralscanner, der sowohl die reflektierte Sonnenstrahlung im sichtbaren Wellenlängenspektrum als auch die Infrarotbestrahlung auf Detektoren abbildet und deren Strahlungsintensitäten auf Magnetband speichert. Die gespeicherten Daten können mit Hilfe von EDV-Anlagen dargestellt und verarbeitet werden. Gefundene thermische Anomalien, deren Ursache eine Leckstelle im Damm sein kann, werden mit weiteren Aufnahmedaten in Beziehung gesetzt, wobei diese aus anderen Aufnahmekanälen des Spektrums (multispektral) oder aus anderen thermischen Aufnahmen (multitemporal) stammen. Es wird gezeigt, welche Vorbereitung die Untersuchungsmethode benötigt und wie deren Ergebnisse weiterbehandelt werden.

#### Grundsätzliche Vorbemerkungen

#### Besonderheiten bei Dämmen der Wasserstraßen

Die Gestaltungsprinzipien dichter Erddämme sind an sich aus dem Talsperrenbau bekannt. Die Besonderheit der Dämme an Wasserstraßen liegt insbesondere in der großen Längenausdehnung, was verständlicherweise Überwachungsprobleme während des Baues und bei der laufenden Unterhaltung der Anlagen mit sich bringt. Von den rund 1100 km Kanalstrecken und 1250 km kanalisierter Flußstrecken in der Bundesrepublik Deutschland liegt ein großer Teil ganz oder teilweise in einer sogenannten Dammstrecke, d.h. der Wasserspiegel liegt über dem natürlichen Gelände. Mit Zunahme der Schleusenfallhöhen bei modernen Anlagen liegen die meist 4 m tiefen Schiffahrtskanäle zum Teil erheblich über dem Gelände und erreichen Streckenlängen von 40 km und mehr. Während bei den Flußseitendämmen je nach den Untergrundverhältnissen Innendichtungen in Spundwand- oder Schlitzwandbauweise vorkommen, werden bei künstlichen Kanälen meist Oberflächendichtungen verwendet.

Bei neueren Anlagen besteht die Kanaldichtung aus Asphaltbeton, der bei den üblichen Abmessungen eine Durchlässigkeit von nur  $2 \times 10^{-7}$  m/s hat, was einem zulässigen Versickerungsverlust von 2 l/s und ha entspricht (Bild 1a u. b).

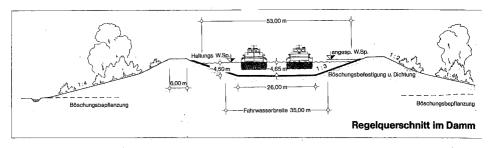


Bild 1a: Kanalquerschnitt

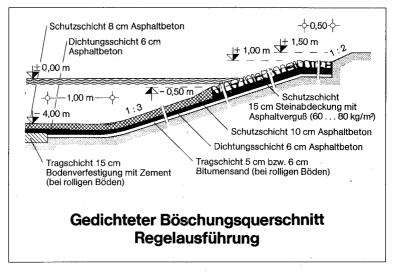


Bild 1b: Dichte Kanalauskleidung aus Asphaltbeton

Nach den vorliegenden Erfahrungen, nicht zuletzt aus verschiedenen Schadensfällen, kann nun auch mit Erfüllung dieser Bedingung keine absolute Dichtheit unterstellt werden. Des halb muß die Standsicherheit des Erddammes auch bei nichtwirksamer Kanaldichtung vor handen sein. Die konstruktive Querschnittgestaltung mit einer betrieblich nötigen Mindest breite der Krone von 5 bis 6 m bietet bei den üblichen Böschungsneigungen und brauchbaren Dammbaustoffen stets die ausreichende statische Standsicherheit. Dagegen ist bei Schadens fällen meist das Versagen der Dichtung mit Durchsickerung oder Durchströmung des Damm körpers oder des Dammuntergrundes am Schadensereignis beteiligt. Besondere Risiken lieger dabei in der Durchströmung des tragenden Erdreichs. Diese können bei niederen Dämmer besonders groß sein, weil hier die Einflüsse des gewachsenen, unter Umständen ungleichmäßigen Untergrundes mit zu berücksichtigen sind.

Bei ausreichend homogenem Dammbaustoff lassen sich die Durchströmungen im Damn und die Ausbildung der Sickerlinie nach den bekannten Verfahren von Pavlovsky-Dachle mit ausreichender Zuverlässigkeit ermitteln. Die geeignete Ausbildung ist für das Beispiel de Elbe-Seitenkanals in beiliegenden Bildern dargestellt. Die Festlegungen des Böschungsquer schnitts und der Böschungsneigungen beruhen auf Ermittlungen der Bundesanstalt für Was serbau, wobei für den Sickerlinienaustritt eine Böschungsneigung von 1:4 als ausreichend

befunden wurde, während bei allein durch Oberflächenwasser beanspruchte Flächen die Neigung 1:2 betragen darf. Wenn die so ermittelte Dammfußbreite nicht verfügbar ist, sind nach den bekannten Gesetzmäßigkeiten zur Erosions- bzw. Böschungsbruchverhinderung Abdeckbzw. Auflastfilter gewählt worden (Bild 2a u. b).

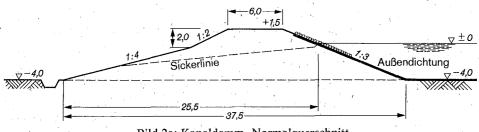


Bild 2a: Kanaldamm, Normalquerschnitt

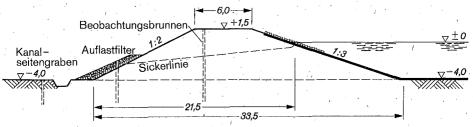


Bild 2b: Kanaldamm, Querschnitt bei beschränkter Breite

Ein besonderes Konstruktionsprinzip liegt darin, daß im Inneren des Dammkörpers keine Druckentlastungseinrichtungen durch Dränagen angeordnet werden, die die Durchlässigkeit begünstigen und zur Röhrenbildung führen könnten, wodurch der Druckgradient erhöht und damit die Gefahr unzulässiger Untergrundverformungen mit schädlicher Wirkung für die Oberflächendichtung herbeigeführt würde.

# Konstruktive Ausbildung der Dichtungen an Kreuzungsanlagen

Der Dammsicherheit muß in der Nähe von Durchdringungskonstruktionen durch Kreuzungsanlagen besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Das Netz der künstlichen Wasserstraßen in der Bundesrepublik Deutschland wird durchschnittlich auf jedem Streckenkilometer von einem Verkehrsweg und von durchschnittlich zwei Kreuzungen mit Dükern und Versorgungs- und Entsorgungsleitungen gekreuzt. Von diesen mehr als 3000 Kreuzungsanlagen befinden sich etwa die Hälfte im Untergrund niedriger oder einseitiger Dammstrecken. Sie begünstigen bekanntlich die Wasserwegigkeit, so daß solche Durchdringungskonstruktionen möglichst ganz vermieden werden sollten. Da dies aber praktisch nicht möglich ist, muß auf jeden Fall sichergestellt werden, daß die Konstruktion nicht durch Anordnung von Druckentlastungselementen die ohnehin bestehende Durchlässigkeit vergrößert. Daher binden an Kreuzungsanlagen sogenannte Schotte möglichst weit in den Dammkörper ein, um den Sickerweg zu verlängern (Fig. 3). Die Folge ist ein erhöhter Druckaufbau unmittelbar am Bauwerk, so daß dieses für diesen erhöhten Wasserdruck bemessen sein muß. Häufig erfüllen

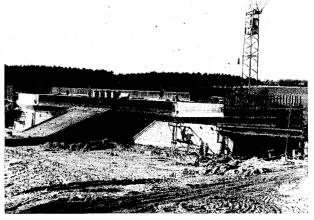


Bild 3: Zur Abschottung im Kanalseitendamm verlängerte Flügelwände eines Kreuzungsbauwerkes

die Durchlaßkonstruktionen aus Wirtschaftlichkeitsgründen diese Forderungen nicht, so daß die Einsickerung aus dem Kanalbett durch eine vollkommene Absperrung verhindert werden muß. Hierzu wird eine Sperrschicht unterhalb der planmäßigen Dichtung angeordnet, in der Sickerwasseranzeigen angeordnet werden. Praktische Ausführungen am Elbe-Seitenkanal und am Main-Donau-Kanal zeigen die folgenden Abbildungen. Als Sperrschicht hat sich eine Kunststoffolie als besonders geeignet erwiesen, wenn sie ausreichend stark — in der Regel

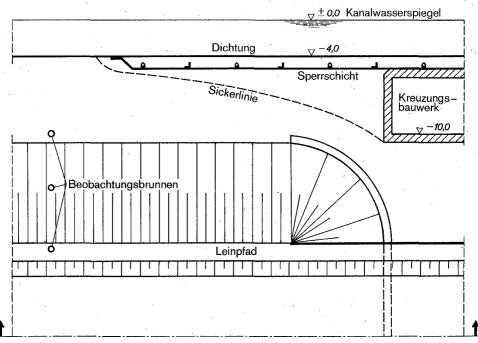


Bild 4a: Sperrschicht für ein von Wasserdruck freizuhaltendes Kreuzungsbauwerk

5 mm — und an den Verbindungsstellen sorgfältig abgedichtet ist. Dabei ist notwendig, die Sperrschicht entweder über die Kreuzungsanlage hinwegzuführen oder an diese mit wasserdichten Klemmanschlüssen anzuschließen (Fig. 4a u. b).

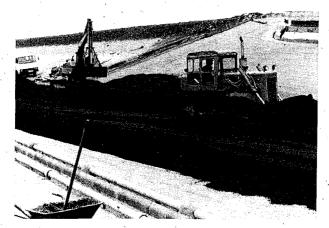


Bild 4b: Einbau der Sperrschicht und Dränageschicht unter der Dichtungsschicht

Häufig ergibt sich auch die Notwendigkeit, die Dichtung der Kanalsohle an seitliche lotrechte Uferwände, wie z.B. in Schleusenvorhäfen, anzuschließen. In diesem Falle empfiehlt es sich, einen bewährten Stahlbetonbalken anzuordnen, an den die Dichtung und die Sperrschicht herangeführt werden (Fig. 5a, b u. c).

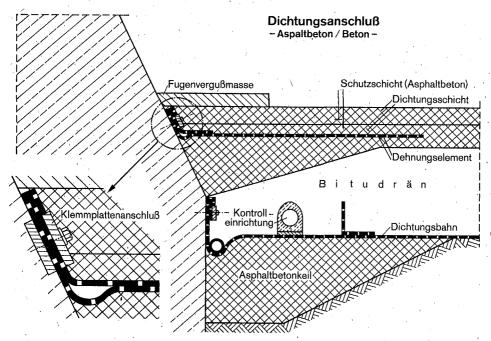


Bild 5a: Dichtungs- und Sperrschichtanschluß mit Klemmplatten



Bild 5b: Anschluß an Betonkonstruktion

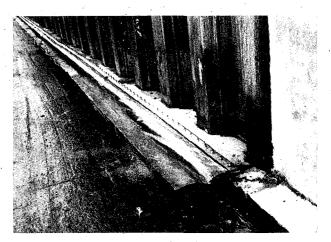


Bild 5c: Anschluß an Spundwand

# Sonderfälle in Bergsenkungsgebieten

Besonders schwierige Zusammenhänge liegen im Bergsenkungsgebiet des westdeutschen Kanalnetzes vor. Hier wachsen die Kanaldämme im Verlauf der Bergsenkung durch den Bergbau immer höher aus dem Gelände heraus, so daß die Dämme immer wieder aufgehöht werden müssen. Wegen des oft fehlenden Geländebedarfs müssen hier die Schiffahrtskanäle in Spundwänden eingefaßt und diese laufend mit dem Absenkvorgang erhöht werden. Diese

Bereiche verlangen sehr sorgfältige Grundwasser- und Sickerwasserbeobachtungen, um plötzliche Erosionserscheinungen mit ihren möglichen Folgen zu vermeiden (Fig. 6a u. b).

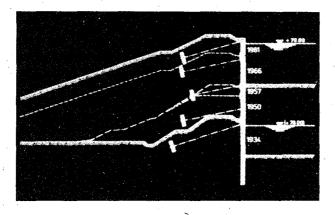
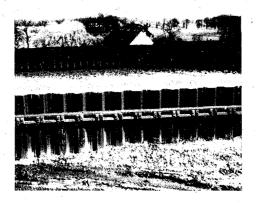


Bild 6a und 6b: Dammaufhöhung mit Spundwand zum Ausgleich von Bergsenkungen



## Sonderfälle bei Erweiterung vorhandener gedichteter Kanalstrecken

Eine weitere sicherheitstechnisch schwierige Frage ist ständig in den Erweiterungsstrecken des Mittellandkanals zu bewältigen, wo durch die Verbreiterung und Vertiefung des Kanalbettes die vorhandene Dichtung weitgehend aufgenommen und unter Betrieb durch eine neue Dichtung ersetzt werden muß. Außerdem sind neue Kreuzungsanlagen bei in Betrieb bleibendem Kanal einzubauen. Hier werden häufig Lösungen mit einschwimmbaren Fertigteilbaukörpern verwendet, die für den Bau und Betriebszustand zweifellos besondere Probleme hinsichtlich der Abdichtung aufwerfen. Auch in diesem Fall muß der ungünstigste Fall des durchströmten Dammes angenommen werden. Zur Vermeidung von Umströmungen sind auch hier geeignete Abschottungen zur Sickerwegverlängerung unbedingt notwendig. Häufig werden Untergrundinjektionen und die Abdichtung mit Naturstoffen neben der Anordnung von Schotten hilfreiche Lösungen sein (Fig. 7a und b).

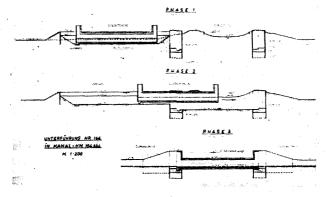
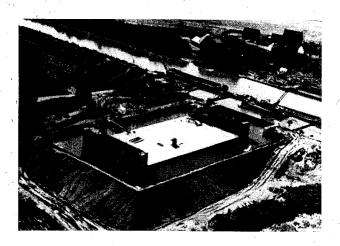


Bild 7a und 7b: Einschwimmvorgang beim Ausbau (Verbreiterung) des Mittellandkanals



#### Bauwerksüberwachung

Die bleibenden Unsicherheiten sowohl beim Bau der Kanaldämme als auch während ihre Lebensdauer besonders durch Sickervorgänge erfordert einen hohen Überwachungsaufwand In der Bundesrepublik Deutschland ist deshalb ein umfangreiches Überwachungssystem ent wickelt worden, welches nach Möglichkeit je nach Lage des Einzelfalles so gestaltet ist, das etwaige kritische Zustände, vor allem aus der Durchsickerung, frühzeitig erkannt werden. Die Beobachtungen beziehen sich auf die Feststellung oberflächlicher Veränderungen und Grund wasserbeobachtungen in einem weitverzweigten Netz. Darüber hinaus sind Verfahren zun Erkennen von Veränderungen im Innern der Dammkörper in der Entwicklung; im nachfol genden Abschnitt wird über ein erfolgreich entwickeltes Verfahren berichtet.

## 1. Einleitung

Der vermehrte Ausbau des Verkehrswegesystems mit dem dazu notwendigen Aufstauer von Wasser in Flüssen oder Kanälen führte zu dem Bau von Seitendämmen von Hunderter von km Länge, die zum großen Teil dauernd eingestaut sind. Je nach Art des Untergrunde



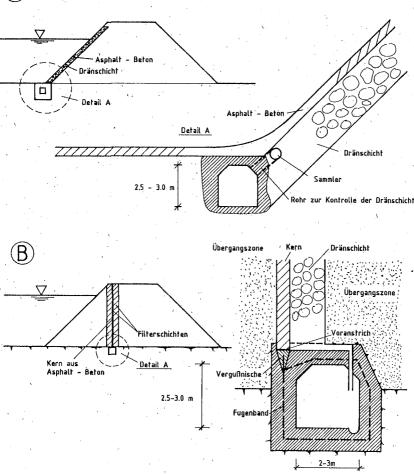


Bild 8: Beispiele für Kontrollgänge bei Staudämmen

und der Breite der Wasserstraße erhielten diese Dämme unterschiedliche Dichtungssysteme, die das Durchsickern der Dämme verhindern oder auch nur reduzieren sollen. Um die damit verbundenen Risiken möglichst gering zu halten, wurde nach einem Überwachungssystem gesucht, das möglichst schnell große Dammbereiche erfassen und auch das Funktionieren des eingebauten Systems kontrollieren kann. Zu diesem Zweck wurde in der Bundesanstalt für Wasserbau ein Projekt gestartet, das alle vorhandenen Systeme auf ihre Brauchbarkeit prüfen und mit einem System vergleichen sollte, das den Damm aus der Luft mittels Infrarotaufnahmen abbildet. Das neue System erhielt den Namen Infrarotthermographie. Es konnte nach etwa einjähriger Vorarbeit im April 1981 erstmals in Stauhaltungen des Main-Donau-Kanals und des Oberrheins eingesetzt werden. Die nachfolgenden Ausführungen fassen die Ergebnisse dieses "Pilotprojektes" zusammen, ergänzt um weitere Untersuchungen in der Bundesanstalt für Wasserbau.

## 2. Übersicht zu den Überwachungssystemen

Für die relativ kurzen Querdämme und Talsperren besteht das Überwachungssystem aus Meßeinrichtungen, die gleichzeitig mit dem Bau des Sperrwerks errichtet werden. Dieses System besteht im allgemeinen aus Druck-, Setzungs-, Neigungs-, Verformungs-, Temperatur- und Wasserdruckgebern, verbunden mit Meßeinrichtungen des Sickerwassers in Dränagen oder Stollen, d.h. alle Messungen geben direkten Aufschluß über den Einfluß und die Wirksamkeit des Abdichtungssystems. Bild 8 zeigt zwei Beispiele für Kontrollgänge an kurzen Querdämmen bzw. Talsperren.

Für die wesentlich längeren Seitendämme einer Stauhaltung ist i.a. kein durchgehendes Kontrollsystem wie bei Talsperren vorgesehen. Die Anlage eines Seitengrabens an der Luftseite des Dammes bzw. einer Dränage am Dammfuß kann jedoch als Kontrollsystem angesehen werden, wenngleich es oft konstruktives Element des Bauwerks ist. Die vorhandenen Überwachungssysteme können in vier Gruppen eingeteilt werden (Tabelle 1):

Gruppe I umfaßt das sachkundige Erkennen aller Merkmale, die Hinweise auf gefährdete Dammstrecken geben. Anstelle von Meßinstrumenten werden die Wahrnehmungsorgane eines erfahrenen Dammbeobachters eingesetzt. In der WSV ist dafür seit 1981 eine neue Verwaltungsvorschrift in Kraft getreten (VV-WSV 2301).

Gruppe II umfaßt alle Meßsysteme, die ohne Eingriff in das Bauwerk auskommen, wobei das Einstecken von Sonden (≈ 30 cm tief) nicht als Eingriff angesehen werden soll. Zu diesen Systemen zählt die berührungslose Infrarotthermographie, die geoelektrischen Widerstandsund Eigenpotentialmessungen, die Seismik, die radiometrischen Untersuchungen und die Schallemissionsanalyse.

Gruppe III umfaßt alle Meßsysteme, die ein Eindringen des Meßgeräts in das Bauwerk fordern, auch wenn das Meßsystem schon während des Baus plaziert wurde. Alle Meßgeber stellen damit eine Störung in der Homogenität des Bauwerks dar, so daß unter Umständen der Meßwert eines Meßpunktes nur für diesen einen Punkt Gültigkeit besitzt und im ungünstigsten Fall durch den Einbau eines Meßgebers sogar eine zusätzliche Gefahr entstehen kann. Zu dieser Gruppe gehören alle oben genannten Gebersysteme, wie sie vornehmlich bei Talsperren zum Einsatz kommen, außerdem die Bohrungen, Sondierungen, Schürfen und nachträglich eingebrachte Beobachtungsrohre und Sonden.

Gruppe IV umfaßt Meßsysteme, die gleichmäßig vorhanden und Teile des Bauwerks sind, nämlich offene oder verrohrte Seitengräben, die nicht unter dem Damm, vor allem nicht unter der Dammdichtung liegen, sondern neben dem Damm verlaufen und dort kontrollierbar und reparierbar sind.

Das hier zu behandelnde flächendeckende Überwachungssystem umfaßt Messungen aus allen vier Gruppen: Mithilfe der Infrarotthermographie, die flächendeckend berührungslos (Gruppe II) eine beliebige Dammlänge (z.B. eine Stauhaltung) aufnimmt, werden Bereiche mit Temperaturanomalien erkannt, deren Ursachen durch weitere Beobachtungen (Gruppen I, IV) oder Messungen (Gruppen II, III) geklärt werden müssen.

Tabelle 1: Überwachungssysteme von Dämmen

Gruppe	Nr.	Bezeichnung	MeAgröße	Art des gemessenen Feldes	Meßgeräte	Bewertung
t.*	1	Ablaufen	Beobachtung durch Hören, Fühlen, Sehen	natürlich	Keine	gutes Hilfsmittel als Ausgang für weitere Untersuch.
	2	Begehen	Wasserbewegung	natürlich	Wünschelrute	umstritten, nicht quantifizierbar
	3	Seismische Messungen	Bodenart und Schichtung	künstlich erregt	Seismometer-Geo- phon, Registrier- apparatur (Oszillo- graph)	für spezielle Fälle zusätzliches Hilfsmittel
· × ·	4	Elektrische Widerstands- Messung	Bodenart	künstlich erregt	Widerstandsmeß- gerät, Spezial- elektroden	für flächenhaften Einsatz bel be- kanntem Boden
\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.\.	5	Elektrische Eigenpotential- Messung	Wasserbewegung	natürlich vorhanden	Hochohmiges Milli- voltmeter, unpolari- sierbare Elektroden	
II.	6	Seismoakkustik	Bewegungs- phänomene im Boden	natürlich vorhanden	Geophon-Mikrophon Vorverstärker, Breitbandige Registrierapparatur	noch in der Entwicklung
	7.	Thermometrie (Oberflächen- Messung)	Temperatur	natürlich vorhanden	Strahlungsthermo- meter, Infrarot- Kamera, Infrarot- Scanner	noch in der Entwicklung für flächenhaften Einsatz geeignet
	8	Radiometrische Messungen	natürliche Wassergehalte (Feuchtigkeiten)	natürlich	lsotopensonde (Aufsatzsonde)	für flächenhaften Einsatz, schwierig zu quantifizieren
=	9.	Direkter Bodenaufschluß	Bodenart	natürlich vorhanden	Bohrgerät, Sondiergeräte, Laborgeräte	sehr gut, bei Ver- dacht gezielt ein- setzbar,punktförmig
	10	Hydraulische Messungen	Wasserpotential punktweise	natürlich oder künstlich erzeugbar (Pumpen)	Lichtlot, Pegel- schreiber, Radionuclide, Isotopensonde	sehr gut, vielseitig andere Messungen möglich, aber auf- wendig
	11	Untersuchung von Wasser	mechanische chemische und physchemische Parameter	natürlich oder künstlich (Tracer)	Chemielabor tragbare Meßgeräte	gutes Hilfsmittel als Ergänzung anderer Methoden
	12	Messung von Wasser÷ Temperaturen	Temperaturver- teilung Linienförmig	natürlich oder künstlich erzeugbar (Einleiten Heißwasse	Wasserthermometer	sehr gute billige Zusatzmessung
	13	Messung von Bodentemperaturen	Temperaturver- teilung flächenhaft	natürlich oder künstlich erzeugt	0-4	sehr gute Zusatz- messung, noch in Entwicklung
IV	14	Beobachtung von Seitengräben	Wassermengen u Temperaturen	natürlich	Volumenmessung pro Zeiteinheit	sehr gut, weil kontrollierbar und reparierbar

Gruppe I: Nr. 1, 2 Beobachtungsverfahren Gruppe 2: Nr. 3 - 8 Verfahren ohne Eingriff in den Damm Gruppe 3: Nr. 9 - 13 Verfahren mit Eingriff in den Damm

Gruppe 4 : Nr. 14 Verfahren ohne Eingriff, Kontrollsystem ist Bauwerksteil

## 3. Meßsystem Infrarotthermographie

Die Meßgrößen sind die Temperaturen der Oberfläche des Dammes, des Wassers und der angrenzenden Hinterlands. Diese Temperaturen, die das Auge des Dammbeobachters nich aufnimmt, hängen von einer Vielzahl von Einflußgrößen ab, z.B. Boden, Bewuchs, Sonnen stand, Jahreszeit, Böschungswinkel, Feuchtigkeiten, Wind und Bewölkung. Jede Temperaturaufnahme muß für eine Interpretation entweder den Einfluß aller genannten Größen von einander trennen können, oder die Meßwerte ermöglichen nur im Zusammenhang mit Vergleichswerten eine Aussage. Dabei können die Vergleichsmeßwerte aus anderen aber gleich zeitig aufgenommenen Dammbereichen stammen oder im gleichen Bereich zu anderen Zeiter gewonnen sein. Die besten Aussagen ergeben sich, wenn beide Möglichkeiten gegeben sind Die Auswertung erfolgt dann über das Bewerten von

- a) Abweichungen der Temperaturen gegenüber dem intakten Dammbereich (gleichzeitige Aufnahme),
- b) Abweichungen bei der Temperaturveränderung innerhalb eines Zeitraums (mehrere Aufnahmen z.B. bei Tag und Nacht).

Voraussetzung für die Bewertung der Temperaturmeßwerte ist, daß die Temperatur an der Oberfläche (Wasser, Damm, Hinterland) überhaupt durch die gesuchten Inhomogenitäten im Bauwerk beeinflußt wird. In einem Pilotprojekt der Bundesanstalt für Wasserbau konnte nachgewiesen werden, daß dies im allgemeinen der Fall ist, wenngleich auf unterschiedliche Weise. Eine Leckstelle im Abdichtungssystem kann sich thermisch erkennbar machen durch:

- a) Temperaturanomalien am Damm (Berme, Dammfuß, Dammflanke). Sie entstehen durch Veränderung der Wärmeleitfähigkeit des Bodens aufgrund von Wasseraustritten, Vernässungen, vermehrter Feuchtigkeit oder kapillar aufgestiegenem Wasser.
- b) Temperaturanomalien im Damm. Sie entstehen durch die Veränderung der Temperatur des Bodens aufgrund konvektiven und/oder konduktiven Wärmetransports bei einer Leckstelle.
- c) Temperaturanomalien im Seitengraben bzw. Dränsystem oder im Unterwasser einer Stauanlage. Sie entstehen aufgrund unterschiedlicher Anströmungen (konduktiver Wärmetransport) zwischen Leckstelle und intaktem Damm.
- d) Temperaturanomalien im Hinterland bzw. Vorflutern, wobei die Gründe von a) bis c) in Frage kommen.

Das Meßinstrument zur Aufnahme der Temperaturmeßwerte ist ein Infrarotscanner (Bilc 9). Dieser Scanner gibt für jedes Flächenelement auf dem Boden, dessen Größe je nach Flughöhe und Auflösungsvermögen variabel ist (i.a. etwa 0,5 m²), eine Information über die Intensität der Reflexionsstrahlung im nahen oder mittleren Infrarot (i.a. 8—14 µm), die über Referenzmessungen einer bestimmten Temperatur der Genauigkeit von 0,1° K zugeordnet werden kann. Die Aufnahme erfolgt mit Hilfe eines Drehspiegels über einen Detektor auf ein Magnetband, so daß die Temperaturdaten mit Computern bearbeitet werden können. Die Abbildung aller Bildpunkte erfolgt sehr schnell nacheinander Zeile für Zeile (80 Zeilen pro Sekunde), wodurch nahezu eine Zeitgleichheit der Aufnahme benachbarter Dammabschnitte vorhanden ist. Für die Zuordnung der Temperaturdaten zum Gelände werden fotografische Aufnahmen benützt nebst speziellen Referenzpunkten am Damm. Eine Ergänzung zur Scannerbeschreibung folgt in Punkt 5.2.

Die Temperaturaufnahme sollte zu Zeiten erfolgen, wo die erwarteten Anomalien der

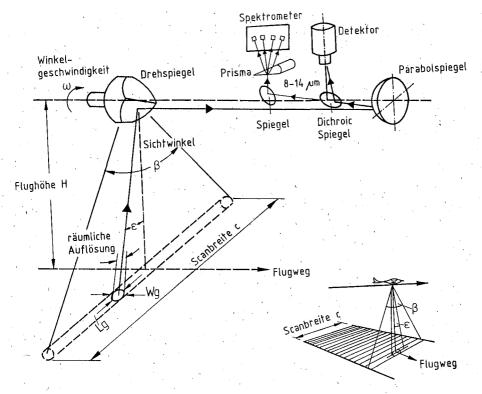


Bild 9: Prinzipskizze des Infrarotscanners

Punkte a) bis d) möglichst groß sind und viele der äußeren Einflußgrößen definiert sind. Zum einen betrifft dies den Bewuchs, der am besten fehlen sollte (Winter), zum anderen die Temperaturunterschiede zwischen Oberflächenwasser (Fluß, Kanal) und Damminnern, der möglichst groß sein sollte (Sommer, Winter), zum dritten die Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht, die ebenfalls möglichst groß sein sollten, um die Leitfähigkeitsunterschiede optimal ausnutzen zu können (Frühjahr, Herbst). Zieht man all dies in Betracht, ist für Deutschland ein Flug im Frühjahr zu Beginn der Vegetationsperiode am geeignetsten, wobei der "Tagflug" gegen 15.00 Uhr, der "Nachtflug" gegen 5.00 Uhr stattfinden sollte.

#### 4. Vorbereitende Arbeiten

# 4.1 Vorbereitung der thermographischen Aufnahme

Zur Aufnahme muß die Art des Fluggerätes, die genaue Flugstrecke, die Flughöhe und die Fluggeschwindigkeit festgelegt werden.

Beim Fluggerät kann zwischen Hubschrauber und Flugzeug gewählt werden. Der Hubschrauber kann tiefer fliegen und ermöglicht daher eine bessere geometrische Auflösung, das Flugzeug dagegen fliegt ruhiger und ermöglicht daher eine bessere Zuordnung der thermischen Daten zu den Koordinaten, was für die Auswertung (vor allem bei mehreren Aufnahmen) günstiger ist.

Zur Festlegung der Flugstrecke ist darauf zu achten, daß die für die Auswertung wichtige Dammflanke sich möglichst senkrecht zum Scanner befindet, d.h. das Fluggerät fliegt parallel zum Damm in etwa 200—300 m Entfernung (abhängig von Flughöhe und Böschungswinkel). Bei Krümmungen der Flußstrecke werden Schleifen geflogen, wobei die Aufnahme unterbrochen wird. Die dabei entstehenden Flugstreifen werden mit Hilfe von möglichst genauen Plänen vorher festgelegt. Durch die zusätzliche Mitführung einer Kamera wird die spätere Auswertearbeit erleichtert und die Anzahl der Referenzpunkte wesentlich reduziert (s. Punkt 4.2). Flughöhe und Fluggeschwindigkeit sind von örtlichen Vorschriften, dem Fluggerät, der Bauart des Aufnahmegeräts (Scanner), der gewünschten Auflösung und anderen technischen Problemen abhängig.

## 4.2 Vorbereitungen für die spätere Auswertung

a) Da die Auswertung im wesentlichen im Auffinden von thermischen Anomalien besteht, soll die aufzunehmende Fläche eine möglichst vergleichbare homogene Oberfläche besitzen bei geringstmöglichem Bewuchs. Der beste Erfolg wird an neu angelegten, mit Rasen bepflanzten Kanaldämmen erzielt, die baumlos und frisch gemäht sind.

Andere Strecken können "ausgeputzt" werden an den Dammflanken, zumindest der Dammfußbereich sollte gleichmäßig gemäht werden. Bei sehr unregelmäßig angelegten Dammflächen ist eine Begehung des Damms anzuraten oder eine Kamera beim Flug mitzuführen, um alle Stellen aufzunehmen, die aufgrund ihrer Ausbildung irreführende Temperaturanomalien ergeben werden (z.B. Steinansammlungen, Böschungsveränderungen etc.). Diese Recherchen können auch später erfolgen, verzögern dann aber die Auswertezeit. Grundsätzlich muß für die thermische Aufnahme nicht mehr vom Damm zu sehen sein als für das Auge des Beobachters.

- b) In jedem Fall sollten alle Bereiche gesäubert und abgegangen werden, auf die bei der Auswertung besonders geachtet werden soll. Dies sind z.B. Stellen mit höher zu bewertendem Risiko (hohe Dämme, Kreuzungsbauwerke, überbaute Flußläufe, Erdsenkungsstrecken, Einbauten etc.) oder Stellen, an denen früher eine Sanierung erfolgte oder zumindest in Erwägung gezogen wurde (z.B. bekannte Feuchtstellen, bekannte Rutschungen, Stellen mit Hinterlandvernässung etc.).
- c) Zur eindeutigen Zuordnung der thermischen Aufnahmen zum Gelände empfiehlt sich die Anordnung von Referenzpunkten, die thermisch definierte Anomalien darstellen müssen. Da Brücken, Stege, Einbauten usw. aufgrund ihrer vom Boden abweichenden Wärmeleitfähigkeit eindeutige Zuordnungen erlauben, werden solche Referenzpunkte entweder nur an besonders wichtigen Punkten (siehe b) oder an Dammabschnitten notwendig, denen andere eindeutige Markierungen fehlen. Die Referenzpunkte können z.B. Aluminiumbleche auf der Dammkrone sein (Kaltstrahler) mit einer Fläche von etwa 4—5facher Größe des punktartig abgebildeten Oberflächenelements, d.h. in der Regel etwa 2 m².

Bei Überlagerung von verschiedenen Flügen sollte an (vorher eingemessenen) Kaltstrahlern nicht gespart werden. Ihre Lage muß auch anhand der Flugstreifen diskutiert werden.

d) Zur eindeutigen Zuordnung der thermischen Aufnahme zur Temperatur der reflektierten Strahlung ist die Messung von Referenztemperaturen am Boden und im Wasser während des Flugs notwendig. Da der Scanner keine Temperaturen direkt sondern nur Strahlungsintensitäten aufnimmt, müssen alle Einflußgrößen gemessen werden, die die Umrechnung der Strahlenintensität des Infrarotspektrums über den Emissionskoeffizienten in absolute Temperatu-

ren ermöglicht. Dazu müssen, wenn keine metereologischen Meßstationen in der Nähe der Flußstrecke liegen, an mindestens zwei Referenzstationen folgende Werte gemessen werden: Luftfeuchte, Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit, Windrichtung und Bewölkungsgrad.

e) Das Einrichten der Meßstationen c) und d) muß geräte- und personaltechnisch vorbereitet werden. Es ist empfehlenswert, an einem Tag, kurz vor dem geplanten Flug, eine Probe abzuhalten. An diesem Tag kann auch durch ganztägige Messungen von Bodentemperaturen an Referenzpunkten überprüft werden, ob die beabsichtigten Uhrzeiten der Flüge optimal sind, d.h. ob zu diesem Zeitpunkt die Temperaturdifferenzen zwischen Trocken- und Feuchtstellen maximal sind.

Im Bild 10 sind die Temperaturdifferenzen zwischen Trocken- und Feuchtstellen gezeigt, die bis zu 8°C betragen. Die Meßpunkte befinden sich 5 cm unter der Geländeoberfläche, an der Oberfläche selbst sind die Differenzen noch wesentlich höher (s. Bild 11).

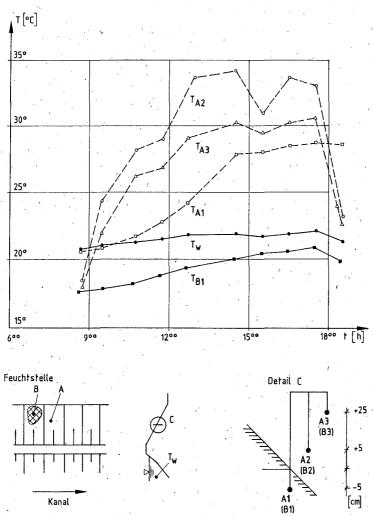


Bild 10: Temperaturdifferenzen zwischen Trocken- und Feuchtstellen

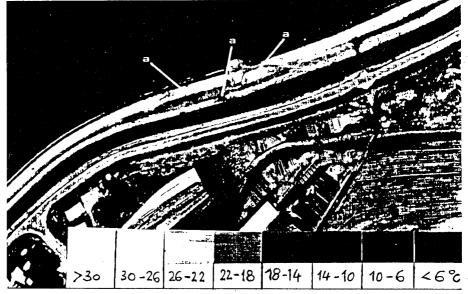


Bild 11: Foto eines Infrarotbildes

# 5. Auswertung der Messungen

# 5.1 Empirische Klassifikation einer einzelnen Infrarotaufnahme (EK)

Der thermische Kanal (Kanal 11) des Scanners nimmt im Bereich der Wellenlänge 8—14  $\mu$ m Strahlungsintensitäten auf, die über eine Referenztemperaturangabe den absoluten Temperaturen zugeordnet werden. Schon bei der Aufnahme wird der Aufnahmebereich auf ein Temperaturband begrenzt, in dem die zu erwartenden Temperaturen liegen werden. Das Temperaturband des Tagflugs (z.B. 6—30°C) ist im allgemeinen breiter als das des Nachtflugs (z.B. 8—24°C), Temperaturen darunter oder darüber werden nicht aufgenommen.

Zur Auswertung werden die auf Magnetband gespeicherten Temperaturen über eine Datenverarbeitungsanlage abgespielt. Die Temperaturwerte werden als Grautöne (6 Intensitätsstufen) oder als Farbtöne (8 bzw. 16 Farbstufen) auf einen Film zeilenweise als Einzelpunkte gedruckt, die zugehörigen Ortskoordinaten ergeben sich aus dem Standpunkt des Scannerdrehwinkels zum Aufnahmezeitpunkt. Die erste Abspielung der Daten liefert i.a. ein geometrisch verzerrtes Bild mit punktförmigen Temperaturdaten, bei dem die Temperaturen der Bildpunkte nicht absolut, sondern nur in Grenzen angegeben sind. Zum Beispiel besitzen bei einer 1°-C-Auflösung alle roten Punkte einer Farbdarstellung eine Temperatur zwischen 13,1°C und 14°C, alle orangen Punkte zwischen 14,1°C und 15,0°C.

Im Bild 11 ist ein Beispiel einer Scanneraufnahme an einem Damm gezeigt. Die dunklen Stellen sind Feuchtstellen an der Seitengrabenböschung und am Dammfuß, die Temperaturdifferenzen zu Trockenstellen betragen etwa 18°C.

Für die erste Übersicht wird das gesamte Aufnahmespektrum abgebildet mit einer Grautonoder Farbabstufung von 3—4°C pro Stufe. Damit können alle größeren Anomalien sofort geortet und lagemäßig zugeordnet werden. Da Wasser-, Damm- und bebaute Flächen sich i.a. wesentlich in ihren Temperaturen unterscheiden, ergibt die thermische Aufnahme fotoähnlich lesbare Bilder mit leichten Verzerrungen aufgrund der Scannerbewegung bei Fluginstabilitäten oder gekrümmten Dämmen.

Nach Kenntnis der Temperaturgrenzen interessierender Bereiche (Dammflanken, Seitengraben, Hinterland etc.) können die Abstufungen der Farben bzw. Grautöne beliebig verändert werden bis zur Auflösungsgrenze von 0,2°K. Die Auswertung besteht darin, jede vorhandene Temperaturanomalie zu orten und zu deuten, wobei für die Deutung alle Pläne, alle Fotos und eventuell eine Ortsbesichtigung und die Erfahrung von Dammbeobachtern benötigt werden. Das Ergebnis der Auswertung einer Infrarotaufnahme ist die Angabe von Dammbereichen, an denen Temperaturanomalien aufgrund äußerer Einflüsse nicht erklärbar sind.

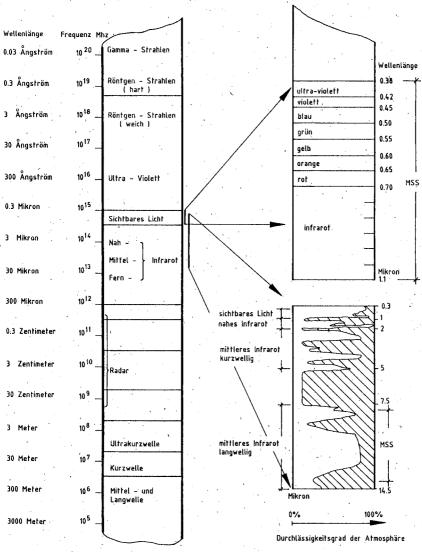


Bild 12: Aufnahmespektrum des Multispektralscanners

## 5.2 Multispektrale Klassifikation (MSK).

Mit dem eingesetzten Multispektralscanner (MSS) wird von jedem Bildpunkt zusätzlich zur Temperaturinformation auch ein Spektrum des reflektierten Lichts erhalten (Bild 12). Diese: Spektrum ist auf 10 Kanale der Breite 0,03 bis 0,20  $\mu$ m im Wellenlängenbereich von 0,38 bis 1,1  $\mu$ m begrenzt, d.h. das natürliche Licht wird beim Strahlungsgang durch ein Prisma aufge spalten und auf 10 Detektoren statt auf einen abgebildet, womit sich mehr Informationen zur Dammsituation ergeben. Jeder Kanal ist auf dem Magnetband gespeichert und kann einzelt in Ergänzung zum Kanal 11 (thermischer Kanal) aufgezeichnet werden. Für das vorhandens Problem ergeben von diesen 10 Bereichen zwei Spektralbereiche die folgenden zusätzlicher Aussagen:

Die reflektierte Strahlung im Kanal 8 (0,7 bis 0,79 µm, nahes Infrarot) gibt Aussagen zu Vitalität oder dem Gesundheitszustand der Pflanzen, da gleiche Pflanzen mit unterschiedlicher Vitalität stark unterschiedlich reflektieren. Für die Dammuntersuchung ergibt sich dadurch ein bedeutender Indikator auf Feuchtstellen, da auf Flächen mit größerer Feuchtig keit eine relativ größere Vegetationsvitalität besteht, was zu einem Ansteigen der Signale im Spektralkanal 8 führt (Bild 13). Eine hohe Strahlungsintensität ergibt daher einen Hinweis au Pflanzen auf feuchtem Grund.

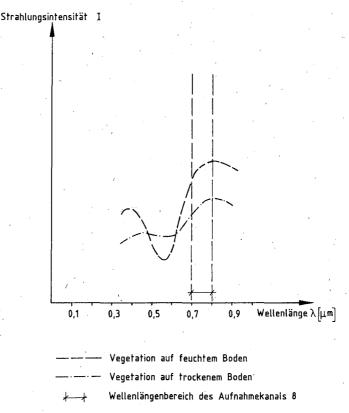


Bild 13: Vergleich von Reflexionsspektren von Pflanzen auf trockenem und feuchtem Bodei

Die reflektierte Stranfung im Kanal 6 (0,60 bis 0,65  $\mu$ m, orange) gibt ebenfalls Aussagen zur Vitalität von Pflanzen, aber mit umgekehrten Vorzeichen wie bei Kanal 8, d.h. vitale Pflanzen reflektieren in diesem Spektralbereich weniger stark. Eine hohe Strahlungsintensität ergibt daher einen Hinweis auf Pflanzen auf trockenem Grund. Da allerdings im Kanal 6 die Differenzen in der Strahlungsintensität weniger stark sind als bei Kanal 8, wird im allgemeinen nur mit dem Kanal 8 gearbeitet.

Die multispektrale Auswertung erfolgt nun über eine Verknüpfung der Strahlungsintensitäten einzelner Kanäle einer Tagesaufnahme, z.B. des Kanals 11 (thermisch) mit dem Kanal 8 (vegetativ). Alle Punkte, die sowohl im Kanal 8 als auch im Kanal 11 das entsprechende Erkennungsmerkmal aufweisen, sind Feuchtstellen und damit eventuelle Leckstellen. Das Erkennungsmerkmal im Kanal 11 ist die relative Kälte, ausgedrückt durch eine Intensität I 11, im Kanal 8 die hohe Intensität I 8 der Strahlung. Für die Auswertung ist eine Überlagerung der gespeicherten Daten beider Kanäle über die Datenverarbeitungsanlage möglich, womit sich eine Darstellung der Funktion F = I 11 — I 8 ergibt. Dies ist allerdings nur sinnvoll bei bewachsenen Untersuchungsbereichen, so daß die solcherart erzeugten Bilder der Funktion F nur an vegetationsbedeckten Bereichen ausgewertet werden. Das Ergebnis der Auswertung deckt sich mit dem aus Punkt 5.1, lediglich die Möglichkeiten zum Auffinden gefährlicher Stellen sind verbessert.

# 5.3 Multitemporale Klassifikation (MTK)

Die multitemporale Klassifikation benötigt zwei zeitversetzte thermische Aufnahmen des ansonsten unveränderten Damms, wobei die Aufnahmen zu möglichst extremen Zeitpunkten gemacht sein sollen. Die MTK wertet nicht Temperaturen, sondern nur die Temperaturänderungen eines Oberflächenelements aus, um zur Unterscheidung von feuchten und trockenen Stellen zu gelangen.

Dabei wird ausgenützt, daß trockene Stellen sich bei Sonneneinstrahlung stärker erwärmen und während der Abkühlungsperiode stärker abkühlen, während feuchte Stellen aufgrund der höheren Wärmekapazität des Bodens sich nur langsam aufwärmen und ebenso langsam abkühlen (Bild 14). Beim Vergleich eines Tages- und Nachtflugs werden nun alle Bereiche aufgesucht, bei denen die Differenz zwischen den Temperaturen am Tage und in der Nacht möglichst klein war. Dies sind alle Bereiche mit Oberflächengewässern (hohe Wärmekapazität) und Feuchtstellen. Das Aufsuchen dieser so gekennzeichneten Bereiche anhand des Studiums der einzelnen Thermografien ist grundsätzlich möglich, aber sehn umständlich und nur für gezielte Untersuchungen kleiner Bereiche sinnvoll.

Für großflächige Untersuchungen geschieht die MTK mit Hilfe der Datenverarbeitung, wobei allerdings die Überlagerung der Daten erst dann möglich ist, wenn die Aufnahmen geometrisch entzerrt sind, da nur Punkte gleicher Koordinaten verglichen werden dürfen.

Für Bereiche mit Temperaturanomalien aus konvektivem Wärmetransport, die nicht durch Feuchtstellen gekennzeichnet sind (z.B. Leckstellenwasser konstanter Temperatur befindet sich unter der Oberfläche im Kieskörper eines Dammes und ergibt an der Oberfläche eine konstante Temperatur), gilt ebenfalls, daß die Veränderung der Oberflächentemperaturgering ist, so daß auch diese Stellen bei der MTK erfaßt werden.

Das vorstehende für die MTK bei Tag- und Nachtflug Gesagte gilt grundsätzlich auch für den Vergleich zweier Flüge mit längeren Zeiten zwischen den Aufnahmen. So kann z.B. durch

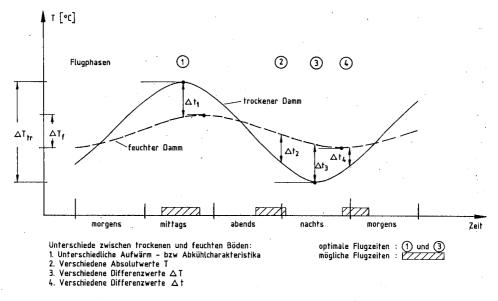


Bild 14: Prinzipskizze zum Auswerten der multitemporalen Aufnahmen

Vergleich zweier Tagesflüge im Frühjahr die Veränderung eines Damms gezeigt werden, wenn sonst vergleichbare Umstände vorliegen oder entsprechende Korrekturen vorgenommen werden können. Derartige Vergleiche konnten bis Ende 1984 noch nicht durchgeführt werden.

Das Ergebnis der Auswertung ist wie bei Punkt 5.1 beschrieben, allerdings sind mit der MTK noch weitere Möglichkeiten zum Auffinden gefährlicher Stellen gegeben.

#### 6. Nachuntersuchungen und Ergebnisse

Das Ergebnis aller Auswertungen ist ein Plan über vorhandene Anomaliebereiche der Anzahl m, deren Ursache aus den Luftbildaufnahmen und den vorhandenen Unterlagen nicht zu deuten sind. Im Plan werden Angaben über die Lage und Ausdehnung der Anomalien gemacht.

Die Phase 1 der Nacharbeiten besteht in einfachen Recherchen vor Ort an allen m Anomalienbereichen, wobei schon vorhandene Kontrollsysteme einbezogen werden. Als sehr nilfreich hat sich der Einsatz einer leichten Schlitzsonde erwiesen, der Aufschluß über die Tiefe von 1-2 m auf einfache und schnelle Weise ergibt. Durch diese Aufschlüsse und durch Ablaufen des Bereichs unter Beobachtung aller Einzelheiten (siehe Punkt 2, Gruppe I und IV) lassen sich von den m Anomalienbereichen eine Anzahl n hinreichend anderweitig erklären, so daß lediglich x = (m - n) Anomaliebereiche verbleiben, deren Ursache zunächst nicht angegeben werden kann und daher eine Leckage sein könnte.

Die Phase 2 der Nacharbeiten besteht in Untersuchungen an den x Anomaliebereichen, deren Art und Umfang nicht allgemein angegeben werden kann. Es empfiehlt sich, mit Untersuchungen der Gruppe II (Punkt 2) zu beginnen und erst danach auch Untersuchungen der Gruppe III einzuplanen, falls anderweitig keine eindeutigen Aussagen zu gewinnen wären.

Das Ergebnis aller Untersuchungen an Dämmen ist die Feststellung, welche Dammbereiche durch eine Leckage oder eine andere Ursache gefährdet sind und welcher Art diese Gefährdung ist.

Für die Untersuchung von nicht dauernd eingestauten Deichen ist die Anwendung des beschriebenen Meßsystems nicht generell übertragbar. Zwar kann zum Zeitpunkt des Einstaus (z.B. auch bei Probestaus) eine MSS-Aufnahme genau so stattfinden und ausgewertet werden, die Nachuntersuchungen sind i.a. aber nur entsprechend zu führen, wenn auch die Deiche zu dieser Zeit eingestaut sind.

# Schrifttum

Armbruster/Merkler (1982): Möglichkeiten der Leckstellenortung an Erddämmen, Geotechnik 1982/1.

Armbruster/Merkler (1983): Measurement of subsoil flow Phenomena by thermic and geoelectrical nethods, Bulletin IAEG, No 26—27, Paris.

Armbruster, H.: Messungen von thermischen Feldern zur Überwachung von Dämmen, DGEG-Symposium "Meßtechnik im Erd- und Grundbau", München 1983.

BAW (1982): Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau, Abt. Erd- und Grundbau "Pilotprojekt Thermographie", unveröffentlicht.

Bentz, A. (1961): Lehrbuch der angewandten Geologie, F. Enke-Verlag, Stuttgart.

3lind, H.: Kontrollmaßnahmen in Stauanlagen, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau der TU Berlin, Heft 100.

Cappelmeyer/Haenel (1974): Geothermics with Special Reference to Application, Geoexploration vionographs, Gebr. Bornträger, Berlin, Stuttgart.

Koerner/Reif/Burlingame (1979): Detection Methods of Location of Subsurface Water and Seepage, Journal of the geotechnical engineering division, 11/1979.

3. Schneider (1974): Gewässerüberwachung durch Fernerkundung, Bundesforschungsanstalt für Landskunde und Raumordnung, Heft 12, 1974.

Tager, M.: Stand der Risikobewertung bei durchströmten, gewachsenen und geschütteten nichtbindigen Dammbaustoffen im Kanalbau, Vorträge der Baugrundtagung 1982 in Braunschweig, DGEG.

# Abteilung II Seehäfen und Seeschiffahrtsstraßen

(für gewerbliche Fischerei- und Freizeitschiffahrt)

#### Thema 1

Seeverkehr und Kohleumschlag

Auswirkungen des steigenden Transports von Kohle und anderen Mineralien auf Schiffe unc Häfen im Hinblick auf:

- Schiffsgrößen und Merkmale für verschiedene Handelsrouten in seichten und tiefer Gewässern:
- Planung und (Um)Gestaltung von Seehäfen in Import- und Exportländern;
- Hafen- und Schiffsanlagen für den Umschlag dieser speziellen Ladungen, einschließlich neuer Techniken — z.B. Kohlenschlamm;
- wirtschaftliche Aspekte dieser speziellen Anlagen;
- Umweltaspekte des Beladens, Entladens und der Lagerung.

Der Anteil der Kohle an der künftigen weltweiten Energieversorgung wird steigen. Es wirc erwartet, daß der Kohlehandel während der nächsten 20 Jahre bedeutend über dem Stand vor 1979 liegen wird. Es ist daher überaus wichtig, daß die Häfen mit dieser Entwicklung Schritt halten können.

# Thema des Berichts Transport und Umschlag von Kohle im weltweiten Seeverkehr

- Heutige Situation und mögliche Entwicklungen -

#### Berichterstatter

E. Thomas

Hansaport Hafenbetriebsgesellschaft mbH., Hamburg

Dr. P. Eiler

Krupp Industrietechnik GmbH., Wilhelmshaven

A. Struna

Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Nürnberg

R. Klose, F. Stephan

Salzgitter Industriebau GmbH, Salzgitter

Dr. K.D. Kuz

Sellhorn Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg

Į.\Ü	berseetransport von Kohle	91
1.	Überseetransport von Massengütern	
2.	Welt-Seetransport von Kohle	92
2.1	Energiebedarf und Energieträger	92
2.2	Kohleförderung und -exporte.	
2.3	Lösch- und Infrastruktureinrichtungen der Empfangsregionen	
3.	Spezielle Technologien in Schiffbau und Massengutumschlag	96
4.	Umweltschutz-Belange	97
5.	Schlußfolgerungen	97
II. K	Ohlebelader großer Leistung	98
		′
1.	Allgemeines	-98
2.	Bauformen	. 99
3.	Umweltschutzmaßnahmen	103
4.	Elektrische Ausrüstung	
4.1	Stromeinspeisung	
4.2	Mittelspannungs-Schaltanlage	105
4.3	Niederspannungs-Schaltanlage	105
4.4		
	Bandantriebe	
4.5	Kranantriebe	
4.6	Sonstiges	107
5.	Sicherheits- und Überwachungseinrichtungen	
6.	Ausblick	109
III.	Ein neuer Greifer-Schiffsentlader für Kohle	109
*	Veranlassung	
1.	Veranlassung	109
2.	Entwurfskonzept	110
3.	Elektro- und Sicherheitseinrichtungen.	112
4.	Umweltschutz-Belange	
5.	Löschleistung	113
	Doublestang	112
TX7 6	Sastranan aut und Umaahlaa von Vohlaashlämman	115
1 V . C	Seetransport und Umschlag von Kohleschlämmen	113
	Winterswand and highesias Dutadakhanas-	1112
1.	Hintergrund und bisherige Entwicklungen.,	112
2.	DENSECOAL - Produktion and Eigenschaften	110

# Zusammenfassung

Der Bericht zeigt den gegenwärtigen Stand und die denkbaren Entwicklungen im weltweiten Seetransport von Massengütern und Kohle auf, er beschreibt Besonderheiten und Leistungen großer moderner Einrichtungen zur Be- und Entladung von Kohle und er schließt ab mit

einem Überblick über laufende Entwicklungsarbeiten zur Förderung und zum Umschlag vor Kohleschlamm.

Der Weltseeverkehr zeigt im Massengutbereich unerwartete Tonnagezuwüchse von Kohle und Weizen im Vergleich zu geringeren Zunahmen beim quantitativ bedeutendsten Massengut, dem Eisenerz. Schiffseinheiten von mehr als 18.000 tdw dominieren bei der Verschiffung von Kohle. Entwicklungen im Seetransport von Kohle werden bestimmt durch den künftiger Bedarf an Energie, die Art und Weise der Bedarfsdeckung sowie durch die Verfügbarkei infrastruktureller Einrichtungen in den Versand- und Empfangshäfen.

Es werden die großen traditionellen Kohle-Exportländer und ihre den Land- und Seetransport zum Empfänger bestimmenden Besonderheiten skizziert. Große Zuwachsraten werder im Exportgeschäft von China erwartet.

Die diversen Versuche, den Seetransport von Kohle durch Anwendung spezieller Technologien, z.B. die Installation von Selbsteinladeeinrichtungen auf Schiffen oder der Einsatz vor Containern, wurden mangels betrieblicher Flexibilität oder aus wirtschaftlichen Gründen zwischenzeitlich wieder eingestellt. Die eingesetzten Schiffe müssen sich ändernden Marktanforderungen anpassen und geeignet sein, alle wichtigen Massengüter zu transportieren.

Auch heute noch werden Massengutschiffe durch stetig fördernde Schiffsbelader beladen während die Entladung durch diskontinuierlich arbeitende Einrichtungen, wie Greiferentla der, erfolgt. Der Bericht schildert die unterschiedlichen technischen Konzepte zur Konstruk tion von Seeschiffsbeladern und diskutiert ihre individuellen betrieblichen Vor-und Nachteile Im weltweiten Einsatz befinden sich heute Geräte bis zu Beladeleistungen von 10.000 to/Std Die Gestaltung dieser Geräte orientiert sich an den geforderten Leistungen und den örtlicher Besonderheiten des Schiffsliegeplatzes und der Kaianlage. — Die Gerätebeschreibung wirt ergänzt durch eine beispielhafte Darstellung der elektrischen Einrichtungen, wie Energiever sorgung, Antriebe, Sicherheits- und Kontrolleinrichtungen der Belader.

Die Einrichtungen zur Entladung der Massengutschiffe im Hafen des Empfängerlandes an anderen Ende der Transportkette werden beschrieben anhand einer modernen, erst kürzlich installierten Greifer-Entladebrücke. Diese Brücke, installiert am werkseigenen Kai eines Kohlekraftwerkes, war konzipiert, im Hinblick auf Entladeleistung und Betriebszuverlässigkei drei kleinere Drehwippkräne zu ersetzen. Die durch eine individuelle Gerätekonzeption zu erfüllenden betrieblichen Anforderungen und umweltrelevanten Auflagen waren erheblich und bedingten neue Entwurfsmethoden.

Die unmittelbare Nähe zu einem Wohngebiet erforderte ein Bündel von technischen Maß nahmen zur Reduzierung der Lärmemission. So wurden die zu erwartenden Lärmpegel mi einem hohen Genauigkeitsgrad durch theoretisch-empirische Untersuchungen vorhergesagt Messungen nach Inbetriebnahme des Gerätes ergaben Lärmpegel, welche unter den ohnehin am Brückenstandort vorhandenen Werten lagen. — Die Darstellung dieses großen Schiffsent laders umfaßt Angaben zu den Elektro- und Sicherheitseinrichtungen und beinhaltet ferne eine Erörterung der die max. Entladeleistung von bis zu 1.100 t/h beeinflussenden menschlichen und betrieblichen Faktoren.

In Anbetracht der bekanntermaßen begrenzten Erdölvorkommen werden in der Bundesre publik grundlegende Untersuchungen zu einer effizienteren Verwendung von Kohle bei de Wärmeerzeugung durchgeführt, welche u.a. auch die Möglichkeiten einer Förderung von Kohleschlämmen in Pipelines zum Inhalt haben. So befaßt sich ein deutsches Unternehmen mit der Technologie der Herstellung, der Förderung und der Verfeuerung von hochkonzentrierten, feinkörnigen Kohleschlämmen, welche direkt, d.h. ohne Notwendigkeit zur Entwässerung, in der Erzeugung von Wärme Verwendung finden.

Der Bericht beschreibt die als DENSECOAL bezeichnete Suspension aus Kohle, Wasser und Additiven, welche als flüssiger Brennstoff, auf gleiche Weise wie Öl, eingesetzt wird. Die Feststoffkonzentration dieser Suspension ist grundsätzlich beeinflußt durch die Korngrößenverteilung der Kohle sowie die Mischungsverhältnisse und chemischen Strukturen der Additive. Angegeben werden die chemischen und physikalischen Eigenheiten der Komponenten dieser Suspension, ihre wechselseitigen Abhängigkeiten und ihre Einflüsse auf die Förderung in Rohren und die Verbrennung.

DENSECOAL weist rheologische Eigenschaften auf und ermöglicht daher einen Transport und Umschlag wie schweres Heizöl. Die wirtschaftlichen Vorteile dieser Technologie werden insbesondere in Ländern mit niedrigen Gewinnungskosten für Kohle und durch die Verschiffung in großen Tankern voll zur Auswirkung kommen. Ölpipelines und Tanklager können für DENSECOAL genutzt, Pumpstationen und Feuerungsanlagen müssen modifiziert und angepaßt werden. — Durch Verwendung von Kohleschlämmen werden Belastungen der Umwelt herabgesetzt.

# I. Überseetransport von Kohle

# 1. Welt-Seetransport von Massengütern

Der Transport von Massengütern in Seeschiffen hat seit 1970 eine ständige starke Aufwärtsentwicklung genommen. Während das bisher quantitativ größte Massengut — Eisenerz — nur noch verhalten Steigerungen erfuhr, konnten die übrigen wichtigen Massengüter stark zulegen. Insbesondere Kohle und Getreide erforderten Transportraum auf See, der nicht erwartet worden war. Getreide konnte seit 1975 quantitativ Kohle sogar übertreffen.

Eine Projektion auf die Zukunft hat von verschiedenen Experten zu verschiedenen Zeiten sehr unterschiedliche Resultate gebracht. An Hand der 1982/83 erstellten Expertisen stehen folgende Zahlen im Raum:

		1970	1975	1980	1985	1990
Eisenerz		212	270	314	320	360
Kohle		70	98	160	210	300
Getreide		43	109	198	220	250
Bauxit	,	20	27	48	55	65
Phosphat		14	20	48	60	70
•	,				(i	n Mio. t)

Tabelle I.1.:

Transport von trockenen Massengütern in Schiffen mit einer Tonnage von mehr als 18.000 tdw

Bei der Betrachtung der Schiffstonnagen ist der Einsatz von Schiffen mit mehr als 18.000 tdw im Vergleich zum gesamten Transportvolumen interessant. Überschläglich wird angenommen:

*	Masse	Massengüter		
	Haupt-	Neben-		
	SOI	ten		
1978	85	61	- . j	
1985	90	65		
1990	92	70	(in %)	

Tabelle I.2.:

Verteilung der in Schiffen über 18.000 tdw transportierten trockenen Massengüter in Prozenten der Gesamttonnage

Betrachtet man speziell den Seeverkehr von Kohle und vergleicht das Gesamtvolumen mit dem Anteil, der in Seeschiffen mit über 18.000 tdw gefahren wurde, so gelten folgende Werte:

				oortmenge esamt	• ` .	* * * * * * * * * * * * * * * * * * *	Transpor in Schi größer 18.	ffen	
1970				102			70	).	
1975		,		126			98	3 .	
1980				188			160	)	
Prognose				. •					
1985				270			210	)	
1990	:		,	350	ν.		. 300	)	
1995				430					
2000		,		530					
					(in l	Mio t.)	)		

Tabelle I.3:
Kohle-Seetransport

# 2. Welt-Seetransport von Kohle

Der zukünftige Seetransport Kohle wird von folgenden Prämissen beeinflußt werden:

- Zukünftiger Energiebedarf und Entscheidungen für spezielle Energieträger
- Nationaler Ausbau der Kohlenförderung und der Suprastrukturen für den Export
- Löscheinrichtungen und Infrastrukturen der Verbrauchsregionen

# 2.1 Energiebedarf und Energieträger

Statistische Hochrechnungen des Energiebedarfs der Zukunft liegen in beliebiger Anzahl vor. Wenn man sich z.B. der Veröffentlichungen des "Club of Rome" erinnert und der seinerzeit als Ergebnis grassierenden Weltuntergangsstimmung, so muß es in diesem Beitrag erlaubt sein, von "mangelhaft gesicherten Erkenntnissen" zu sprechen.

Sämtliche Zahlen, insbesondere die Vorausschätzungen, sind mit äußerster Vorsicht zu sehen. Die "sogenannten" Energiekrisen 1973 und 1979 — Wirtschaftswaffe Öl — haben innerhalb von Monaten konträre Prognosen gebracht, wobei die zweite Krise schon wesentlich ruhiger und nüchterner gesehen wurde als die erste.

Die häufig "verteufelte" Weltmacht der Ölmultis — besser Energiemultis — hat bewiesen, daß gerade diese Handelskonzentrationen mit ihren schwimmenden und stationären Lager, mengen sowie ihren weltumspannenden Niederlassungen und Ressourcen eine beruhigende Versorgungssicherheit gegen einseitige Marktbeeinflussung garantieren.

Die Energienachfrage läßt sich offensichtlich nicht nach einem einheitlichen "Strickmuster" berechnen. Üblicherweise wird der Energieverbrauch in Abhängigkeit zum Bruttosozialprodukt gesehen. Die Energiekrisen mit ihren Folgejahren haben jedoch gezeigt, daß Wirtschaftsschwächen wesentlicher Branchen (z.B. eisenschaffende Industrie) oder nationale staatliche Eingriffe über Subventionen oder Importsperren ("Energieeinsparungen") alle Prognosen über den Haufen werden können; langfristig scheint das Wirtschaftswachstum der Industrienationen und der sogenannten Schwellenländer ausschlaggebend zu sein.

Nicht zu unterschätzen ist außerdem die politische und psychologische Stellung zur Kernenergie. Aus vielerlei Gründen haben gerade die Industrienationen eine Welle der Antipathie zur Kernenergie erlebt, die sich in den Prognosen zugunsten der Energiegewinnung aus fossilen Brennstoffen auswirkte. Die PR-Politik der Hersteller und Anwender nuklearer Energiegewinnungsanlagen scheint heute Regierungen und Bevölkerungen die Umweltschutznachteile der fossilen Energieträger gegenüber der Kernenergie ins Bewußtsein zu setzen; trotz nach wie vor relativ ungelöster Endlagerungsprobleme der Kernenergie tragenden Substanzen.

Außer den Umweltschutzgedanken spielen die politischen und die know-how-Probleme eine Rolle. Alle Industrienationen werden nicht an der Kernenergie vorbeisehen können; Industrie-, Schwellen- oder Entwicklungsländer werden ihren Energiebedarf aus fossilen Brennstoffen decken müssen, weil man ihnen die nuklearen Rohstoffe nicht geben will oder sie das gesicherte know-how zur Anwendung nicht vorweisen können. Gerade diese Problematik wird sich zukünftig entscheidend auf den Welt-Seeverkehr und die dazugehörenden Suprastrukturen auswirken.

An dieser Stelle sollte man sich auch der Quantität der Energiereserven der Welt erinnern und daran die zukünftige Bedeutung der Energieträger messen:

		Kohle	Öl	Gas	
Gesicherte Vorräte		690	130	90	
Vermutete Vorräte		11.000	Daten	unsicher	
	•	,	(in Mrd.	t SKE)	~

Tabelle I.4: Welt-Energiereserven

## 2.2. Kohleförderung und -exporte

Der Welt-Kohleexporthandel hatte in den letzten Jahren großen Zuwachs, dennoch betrug er weniger als 10% der Weltkohlenförderung, d.h. der Energieverbrauch der Erzeugerländer spielte bei Kohle die wesentliche Rolle:

	Steinkohle- förderung Welt	Steinkohle- exporte
	(Mrd. t)	(Mrd. t)
1957	1,70	,
1976	2,49	0,19
1977	2,59	0,20
1978	2,64	0,20
1979	2,79	0,23
1980	2,83	0,26
1981	2,80	0,27
1982	2,98	0,27

Tabelle I.5.: Welt-Steinkohleförderung und -exporte

Hauptförderländer waren: USA, UdSSR, China, Polen, Großbritannien, Australien, BRD, Indien, Südafrika und Kanada.

Wesentliche Exportländer waren: USA, Australien, Südafrika, Kanada und Polen.

Hauptabnehmer waren: Westeuropa, Japan, Sonstiger Ferner Osten und Südamerika.

Für den Export der Zukunft rechnet man mit wesentlichen Fördersteigerungen in: USA, Australien, Südafrika, Kanada und China.

Die Zukunftserwartungen an China müssen aus heutiger Sicht mit gewisser Skepsis betrachtet werden, da es dort an know-how, Finanzierungsmöglichkeiten und der notwendigen Infrastruktur fehlt.

Alle Zukunfts-Förderländer müssen zwischen der Kohlenförderung und der Verladung umfangreiche Eisenbahntransportsysteme unterhalten; Ausnahmen gibt es heute nur in den USA mit ihrem ausgedehnten Mississippi/ Missouri-Wassersystem. Nach Verlautbarungen einiger Consulting Groups soll auch China am Ausbau seiner Wasserwege für den Kohle-Export Interesse zeigen. Der Eisenbahntransport hat aus den Gegebenheiten heraus Lagerfunktionen übernommen und bietet von der Technik her die Möglichkeit, relativ mobil auf Verladeanforderungen nach Zeit und Sorten reagieren zu können. Selbstverständlich steigert diese Mobilität die Transportkosten.

Die USA als größter Kohleexporteur haben an ihren traditionellen Verladehäfen mit mangelnden Wassertiefen zu kämpfen. Ca. 60% der USA-Exporte werden deshalb in Schiffen mit weniger als 80.000 tdw abgewickelt. 1979/80, als Schiffe bis zu 90 Tage auf Beladung warten mußten, wurden an vielen Stellen Baggerungen zur Verbesserung der Wasserverhältnisse begonnen und auch neue Hafenanlagen an günstigeren Plätzen außerhalb der traditionellen Anlagen geplant. Der Verfall des Kohlemarktes in den folgenden Jahren hat all diese Vorha-

ben einschlafen lassen. Die Wirtschaftskraft der USA ist jedoch groß genug, um im Falle echter Nachfrage diese Vorhaben neu beleben zu können.

In Australien halten sich die Verschiffungen unter und über 80.000 tdw ungefähr die Waage. Die Schiffsgrößen werden hier vom größten Abnehmer Japan und dessen Löschanlagen bestimmt.

Südafrika hat seinen Kohleexport konsequent auf neue Hafenanlagen konzentriert. Die weiten Transportwege zu den Hauptabnehmern EG und Japan ließen aus Gründen der Transportkostenreduzierung Planungen für kleine Seeschiffe von vornherein scheitern. Heute werden die Exporte zu 75% in Schiffen mit mehr als 80.000 tdw abgewickelt, wobei 70% in Schiffen über 100.000 tdw gefahren werden.

Kanada wickelt den überwiegenden Teil seiner Exporte mit Japan mit großen Seeschiffen über die Westküste ab. Verschiedene Projekte europäischer Interessenten an der Westküste scheiterten an Kanada-internen Problemen und an den großen Entfernungen, gemessen an den Exporten aus den USA. Exporte über die Ostküste werden in Schiffen zwischen 30.000 und 50.000 tdw gefahren.

Verschiedene Projekte, mittels Transhipmenthäfen die Seefrachtkosten mit großen Bulkschiffen zu verbessern, sind mangels Nachfrage vorläufig in den Anfängen stecken geblieben. Die wesentlichen Ressourcen Kanadas liegen im Westen. Es ist deshalb auch bei steigender Nachfrage nicht unbedingt mit dem Aufleben der Projekte an der Ostkuste zu rechnen.

Mit China wurden in den vergangenen Jahren verschiedene Probelieferungen gefahren, mit mehr ist kurzfristig nicht zu rechnen. Für Exportzwecke muß von neuen Gruben bis zu möglichen Ladehäfen völlig neu investiert werden. Selbstverständlich sind gerade die Industrienationen als know-how- und Maschinenlieferanten an einem Ausbau interessiert. Die internen wirtschaftlichen Probleme Chinas jedoch lassen eigene Anstrengungen zur Exportbelebung scheitern. Die bekannt gewordenen, angebotenen Kompensationsgeschäfte sind angesichts der z.Z. vorhandenen Überkapazität in den oben angeführten Exportländern kaum zu realisieren.

Außer den oben genannten, gibt es weitere exportinteressante Länder; hier wären beispielhaft Argentinien, Ghana oder auch Kolumbien aufzuführen. Die politische Destabilität in diesen Regionen ist für Kapitalanleger — eigene Wirtschaftskraft ist nicht vorhanden — abschreckend. Aussagen zu möglichen zukünftigen technischen Daten sind deshalb schwer möglich.

Die heutige Verladetechnik arbeitet weltweit zum Schiff mit beweglichen Bandförderern. Vorhandene Umweltprobleme — Staub, Lärm — sind bekannt, aber nicht von grundlegender Bedeutung. Aus derzeitiger Sicht ist verladeseitig mit revolutionären technischen Neuerungen nicht zu rechnen.

# 2.3 Lösch- und Infrastruktureinrichtungen der Empfangsregionen.

Aus der traditionellen Entwicklung heraus sind Greiferlöscheinrichtungen Standardausrüstung. Speziell für Kohle erobern in jüngerer Vergangenheit neue Techniken den Markt. Die Gründe hierfür sind Steigerung der Umschlagleistungen, Umweltschutz und Vereinfachung der mechanisch-technischen Vorgänge. Die Möglichkeiten des Einsatzes neuer Löschtechno-

logien und damit auch möglicher Beeinflussung durch Schiffskonstruktionen sind jedoch durch den Gesamtzweck der Anlagen beschränkt.

"Multi purpose"-Anlagen werden wegen der technischen Randbedingungen der neuen Technologien und dem Zwang zum universellen Einsatz der Geräte auf den Greifereinsatz vorläufig nicht verzichten können. Dies gilt für alle normalen, nicht an einzelne Großverbraucher gebundenen Löschanlagen. Da es bisher keine speziellen Kohle-Umschlagplätze gibt, ist an den Großanlagen nur in Ausnahmefällen mit neuer Technik zu rechnen.

An speziellen Plätzen haben sich jedoch Kraftwerke oder Stahlerzeuger die kostengünstigen Küstenstandorte zu eigen gemacht. Hier ist die Spezialisierung auf kontinuierliche Löschgeräte zu erwarten oder bereits vollzogen.

In einigen Industrieländern oder finanzstarken Ländern mit ausgeprägtem Umweltschutz-Bewußtsein werden zum Schutz des Lebensraumes aus politisch-psychologischen Gründen die Standardtechniken nicht mehr eingesetzt werden können. Derartige Einzelfälle werden jedoch auf absehbare Zeit keine allgemein bestimmenden Kräfte ausüben. Trotz des kostengünstigen Transports mit Großschiffen beeinflussen andere Probleme die Schiffahrt.

Verbraucher geringer Jahresmengen sind an kleine Tonnage gebunden, weil der Zinsaufwand für die langfristige Lagerung vor Verbrauch den Transportkostenvorteil auffrißt. In Ausnahmefällen — z.B. Rotterdam mit dem großen Verbrauchergebiet am Rhein — ist durch Kombination mehrerer Interessenten dieser Nachteil abwendbar.

Verbraucher mit differenzierten Rohmaterialanforderungen werden aus Gründen der Sortenprobleme — und damit wiederum der Material- und Lagerkosten vor Einsatz — der Großtonnage nicht gewogen sein. Ferner können Regionen mit Umweltproblemen keine große Lagerhaltung betreiben und müssen auf konventionelle Versorgung in kleinen Mengen drängen.

Beengte Fahrwasserverhältnisse allgemein und speziell in Ländern mit unzureichender Verkehrs-Infrastruktur, z.B. mangelnde Flexibilität in der Anbindung von Löschhäfen an die Verbraucher, führen zu weiteren Problemen in der Versorgung der Verbraucherländer.

# 3. Spezielle Technologien im Schiffbau und Massengutumschlag

Zur Verbesserung der Umlaufzeiten von Seeschiffen und zur Einsparung von landgebundenen Investitionen wurden verschiedene Technologien ausprobiert. Alle Überlegungen zielen ab auf die Fähigkeit eines Seeschiffes, ohne Hilfe größerer Landanlagen sich schnell selbst zu entladen.

Seit längerer Zeit werden in dieser Form Eisenerztransporte von Kanada nach den USA (mechanische Entladung) und das Marconaflo-Verfahren (Flüssigtransport) praktiziert.

Insbesondere für Kohle ist der Flüssigtransport (slurry) im Gespräch, wobei die Erkenntnisse aus vorhandenen Landförderungen genutzt werden sollen. Z.Z. befindet sich dieser Lösungsweg für die Schiffahrt noch im Versuchsstadium (weitere Einzelheiten zu diesem Thema im letzten Kapitel dieses Berichts).

Versuche, durch Trennung von Maschine und Laderaum (barge carrier) bei konventioneller

Lade- und Löschtechnik die Seefrachten zu verbessern, sind eingestellt worden. Offensichtlich waren die Kosten für derartige Spezialschiffe mit einem mehrfachen Laderaum für Massengüter nicht tragbar. Die gleichen Überlegungen müssen auch für Projekte gelten, Kohle in Containern zu transportieren, z.B. Südafrika/Europa.

Im Kleinschiffverkehr — insbesondere für Steine und Splitt — wurden Schiffe gebaut, die ihren Laderaum nach unten über Bandanlagen löschen. Bekannte Planungen streben Schiffsgrößen von 100.000 tdw an.

Aus Presseveröffentlichungen wurde bekannt, daß für den Kohletransport auch die pneumatische Förderung in der Diskussion sei. Hier ist erhebliche Skepsis angebracht, weil pneumatische Systeme einen unverhältnismäßig hohen Energieverbrauch haben und somit aus Kostengründen nur für wenige Spezialfälle denkbar sind.

Alle Speziallösungen auf Seiten des Schiffbaues haben mit folgenden Schwierigkeiten zu leben:

- Pflege und Wartung komplizierter Anlagen auf See bei ständig verringerter Schiffsbesatzung
- Zwangsweise Bedienung vorhandener landgebundener Löschanlagen und damit Entfall der Kostenersparnis durch Selbstentladung
- Mangelnde Flexibilität bei der Auftragsannahme, da die Anlagenausgestaltung für einzelne Produkte optimiert ist

Ein genereller Vorstoß von derartigen Spezialschiffen in den Kohlemarkt wird nicht erwartet. In Einzelfällen ist die Anwendung denkbar, z.B. bei Verbrauchern mit neuen Löschplätzen in Verbindung mit entsprechend spezialisierten Rohstoffquellen.

#### 4. Umweltschutz

Wie oben bereits erwähnt, haben einzelne Regionen Staubprobleme. Die verschiedenen Varianten der Slurry-Idee könnten hier Vorteile bringen. Hierfür sind umfangreiche Investitionen in den Erzeuger- und Verbraucherregionen erforderlich, die nicht für andere Güter genutzt werden können. Hinzu kommen die Aufgaben der Wasserbeschaffung und Wasserbeseitigung sowie die — gerade in dicht besiedelten Gebieten — ungeklärten Rechtsprobleme für den Aufbau entsprechender Leitungsnetze. Ein Verzicht auf durchgehenden Slurry-Transport hieße aber, die Vorteile des Systems aufzugeben. Nur durch die Realisierung einer geschlossenen Transportkette könnten die besonderen Vorteile der Slurry-Technologie hervorgehoben werden.

## 5. Schlußfolgerungen

Die wichtigsten Übersee-Kohleexportverbindungen bestehen zwischen folgenden Ländern:

USA — Westeuropa

USA — Japan

Australien — Japan

Australien — Westeuropa

Südafrika — Fernost

Kanada — Japan.

Beschränkte Fahrwasserbedingungen in den Exporthäfen führen dazu, daß mehr als die Hälfte der Kohleexportmengen nur in Schiffen bis 80.000 tdw transportiert werden kann. Die Fahrwasserbedingungen der wesentlichen Verbraucherländer führen zu weiteren Einschränkungen.

Dies führt zu dem Schluß, daß für den vorhersehbaren künftigen Überseetransport von Kohle vor allem Schiffe bis zu 80.000 tdw Verwendung finden und daß größere Schiffe zwischen 80.000 und 150.000 tdw nur in einigen Verkehren ex Australien und Südafrika in Frage kommen. Regionen wie Europa, die kanadische Ostküste und der ferne Osten (außer Japan) werden von Schiffen in der Größenordnung von 20.000 bis 50.000 tdw bedient werden.

Es ist nicht absehbar, daß Spezialschiffe einen Hauptanteil des Marktes erringen werden, da sie durch langfristige Verträge zu finanzieren sind und mit Rücksicht auf die gegenwärtigen Übersee-Frachtbedingungen nicht von den Kunden angenommen werden.

Unter seeverkehrswirtschaftlichen Gesichtspunkten müßte ein Massengutschiff derart konzipiert werden, daß es in der Lage ist, in flexibler Anpassung an sich ändernde Anforderungen alle wesentlichen Massengüter zu transportieren. USA-Schiffahrtslinien müßten als zusätzlichen Gesichtspunkt die Grenzen der "Pan-Max-Size" berücksichtigen.

# II. Kohlebelader großer Leistung

#### 1. Allgemeines

Der Umschlag der Kohle von den landseitigen Transportmitteln auf die Massengutfrachtschiffe erfolgt heute beinahe ausschließlich durch kontinuierlich arbeitende Schiffsbelader, wohingegen die Entladung noch überwiegend durch unstetig arbeitende Geräte (Greiferentlader) erfolgt.

Die in der Regel auf Halden lagernde Kohle wird durch Rückladegeräte aufgenommen und von dort über Förderbandanlagen zur Pier geschafft. Hier wird dann das Gut über eine Bandschleife einem Schiffsbelader übergeben.

Hauptbestandteil jedes Schiffsbeladers ist ein Förderband, dessen Abwurfpunkt in der Höhe und in Auslegerrichtung derart verstellbar sein muß, daß die Ladeluken unterschiedlich großer Schiffe bei wechselnden Wasserständen erreicht werden können.

Bei der Beladung der Massengutfrachter muß nach einem vorgegebenen Beladeplan gearbeitet werden. Die Laderäume werden in einer bestimmten Reihenfolge, aus Gründen der Schiffsstabilität, nur mit Teilmengen beladen. Erst in einem zweiten oder dritten Durchgang erfolgt die restliche Beladung. Die Einhaltung dieser vorbestimmten Mengen wird mittels einer im Zuführband eingebauten Waage kontrolliert.

Schiffsbelader für Kohle mit hohen Durchsatzmengen arbeiten überwiegend in kohleexportierenden Ländern wie USA, Kanada, Südafrika und Australien.

Durch die besonderen klimatischen Bedingungen in diesen Ländern, wie extreme Temperaturen, große Temperaturschwankungen, hohe Luftfeuchtigkeit und extreme Windverhältnisse, werden besondere Anforderungen an die Belader gestellt.

Neben Einsatz im Dauerbetrieb und geringem Wartungsaufwand wird größte Verfügbarkeit gefordert. Ferner soll die Handhabung der Geräte einfach und eine ausreichend Betriebssicherheit gewährleistet sein.

Weitere maßgebende Punkte bei der Konzipierung eines Beladers sind die am Einsatzort vorgegebenen Bedingungen wie Lage der Pier über dem Wasserspiegel, die zu bedienenden Schiffsgrößen, Lage des Zuführbandes sowie einzuhaltende Spurweiten und Raddrücke.

Die Berechnung des Beladers erfolgt nach FEM, DIN oder ISO. Sonderbestimmungen des jeweiligen Landes z.B. bezüglich höherer Windlasten können diese Normen ergänzen.

#### 2. Bauformen

Schiffsbelader werden konzipiert nach den geforderten Durchsatzmengen sowie den Bedingungen am Einsatzort. Da diese Bedingungen stark variieren, kommen unterschiedliche Beladesysteme zum Einsatz.

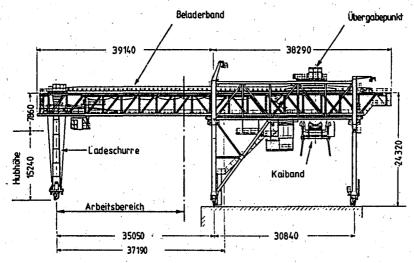


Bild II.1: Schiffsbelader 6300 t/h Mobile, Alabama USA

Bild II.1 zeigt einen Belader, der für einen Durchsatz von 6300 t/h Kohle ausgelegt ist. Das Beladerband ist auf einem Rohrrahmenträger angeordnet, welcher horizontal verschiebbar in einem Portal gelagert ist.

Die Materialübergabe vom Kaiband zum Beladerband erfolgt durch einen dem Belader angehängten Bandschleifenwagen (Bild II.2).

Am Bandabwurfpunkt ist ein teleskopierbares Beladerohr angebracht, welches das Gut in die Schiffsluke führt.

Wegen der starken Verschiebung des Gesamtschwerpunktes beim Auslegerverfahren erfordert der oben genannte Beladertyp eine relativ große Spurweite zur Erzielung ausreichender Standsicherheit. Bei einer vorhandenen Pier mit geringer Spurweite ist deshalb der Einsatz dieses verhältnismäßig einfachen Beladerkonzeptes meistens nicht möglich.

Darüber hinaus wird die Einsatzmöglichkeit durch die rückwärtige Ausladung des eingezo genen Auslegers bei Kaianlagen mit Gebäuden oder anderen Hindernissen weiter einge schränkt.

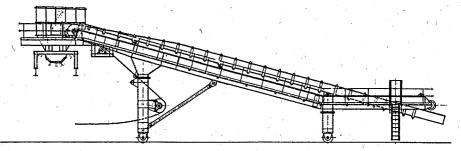


Bild II.2: Bandschleifenwagen

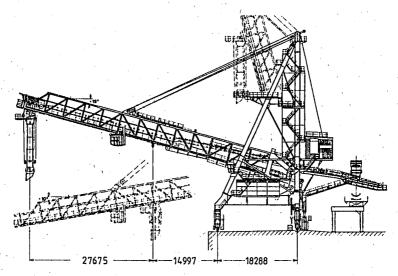


Bild II.3: Schiffsbelader 7000 t/h Vancouver, Canada

Falls örtliche Bedingungen den Einsatz des oben beschriebenen Beladers einschränken wird häufig der in Bild II.3 dargestellte Beladertyp herangezogen. Dieser Belader besitzt einer einziehbaren Ausleger, welcher in einem A-förmigen Portal gelagert ist.

Während des Beladebetriebes ist ein Heben und Senken des Auslegers im Rahmen der zulässigen Bandneigungen möglich. In der Außerbetriebstellung kann der Ausleger zur Errei chung eines ausreichenden Freiprofils über den normalen Arbeitsbereich hinaus eingezoger werden.

Eine Verschiebung des Materialabwurfpunktes wird durch einen Bandwagen im Ausleger ermöglicht. An der Spitze des Bandwagens ist die Ladeschurre befestigt.

Auch bei diesem Belader erfolgt die Materialübergabe vom Zuführband zum Belader durch einen Bandschleifenwagen.

Ein Schiffsbelader mit teleskopierbarem Ausleger kann als Variation des oben beschriebenen Gerätes angesehen werden.

In Bild II.4 ist der Verlauf des Fördergurtes eines Beladers mit teleskopierbarem Ausleger schematisch dargestellt. Durch entsprechende Anordnung der Umlenktrommeln ist die Gesamtbandlänge immer gleich.

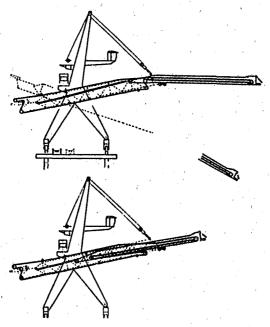


Bild II.4: Gurtverlauf eines Schiffsbeladers mit teleskopierbarem Ausleger

Der in Bild II.5 dargestellte Belader wurde gegenüber dem oben beschriebenen Gerät durch eine Kugeldrehverbindung modifiziert. Dadurch können beiderseits einer Pier liegende Schiffe beladen werden. Die Materialübergabe vom Bandschleifenwagen zum Ausleger kann dabei nur in Höhe der Drehachse erfolgen. Durch die Überlagerung der Drehbewegung mit dem Beladerverfahren erübrigt sich ein Teleskopieren des Auslegers.

Bild II.6 zeigt einen Schiffsbelader, der in seiner Konzeption wesentlich von den bisher beschriebenen Ausführungen abweicht. Der Ausleger hängt wasserseitig in einer Pendelstütze und wird über Flaschenzüge von dem Hubwerk auf- und niedergefahren. An der Landseite stützt sich der Ausleger auf einen Fahrschemel ab. Dieses System erlaubt eine Überbrückung weiter Distanzen zwischen Pierband und Schiff.

Als Alternative zum Belader in Bild II.6 wird häufiger das in Bild II.7 dargestellte Konzept verwirklicht. Auf einem Portal mit relativ großer Spannweite verfährt eine Katze, an deren Stirnseite das Auslegersystem angelenkt ist. Das Auslegersystem wird gebildet vom Ausleger,

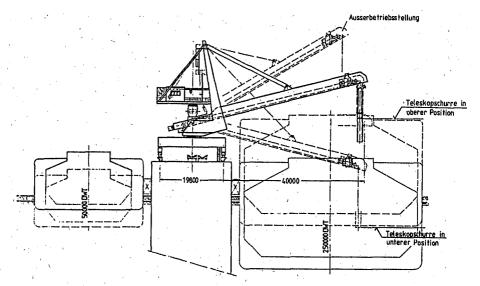


Bild II.5: Schiffsbelader 9000 t/h

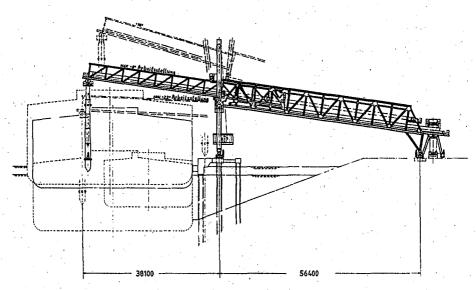


Bild II.6: Schiffsbelader 5000 t/h

Pylon, der doppelten Seilabspannung und dem Einziehwerksflaschenzug. Das Beladerband läuft hierbei durchgehend vom Aufgabepunkt über die Katze zum Abwurfpunkt an der Auslegerspitze.

Der in Bild II.7 dargestellte Schiffsbelader schlägt bei einer Bandbreite von 2,5 m und einer Bandgeschwindigkeit von 5,3 m/s 10.000 t/h Kohle um. Die installierte Bandantriebsleitung beträgt 750 kW.

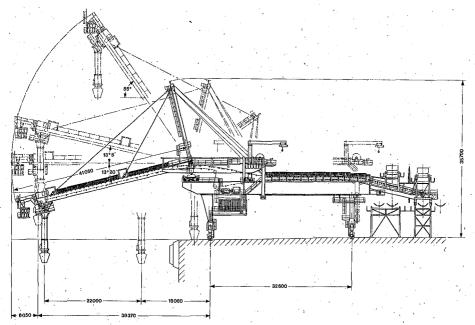


Bild II.7: Schiffsbelader 10.000 t/h Richards Bay, RSA

Die in Bild II.8 dargestellten Schiffsbeladerbauformen wurden in den sechziger Jahren entwickelt und haben weltweite Verbreitung gefunden. Im Vergleich zu den verfahrbaren Geräten ist keine kostenintensive Pieranlage mit langer Ausdehnung erforderlich.

Der Drehpunkt dieser Belader wird an der landseitigen Portalstütze angeordnet. Die wasserseitige Stütze besitzt ein Fahrwerk, das entweder auf kreisförmiger oder auf einer geraden Schiene verfahren kann. Aufgrund dieser Bewegungsmöglichkeiten unterscheidet man zwischen Quadrant- und Linearbelader. Die beim Linearbelader auftretende Spannweitenänderung wird durch die Lagerung des Brückenträgers auf einem Rollentisch in Höhe der Drehachse ermöglicht.

#### 3. Umweltschutzmaßnahmen

Als wichtiger Bestandteil hat sich in den letzten Jahren das Beladerohr erwiesen. Früher wurde das Schüttgut häufig im freien Fall in die Schiffsluken abgeworfen. Die dabei auftretende Staubentwicklung wird jedoch nach den derzeitigen Umweltschutzmaßstäben nicht mehr toleriert und macht den Einsatz geschlossener Schurren notwendig.

Die Ladeschurren werden in Auslegerrichtung schwenkbar oder kardanisch aufgehängt. Zur Schwingungsreduzierung werden Dämpfungseinrichtungen vorgesehen.

Im Auslaufbereich der Schurren können Umlenkklappen, Rohrkrümmer oder Schleuderbänder vorgesehen werden. In diesen Fällen ist eine Drehbarkeit des unteren Teiles der Ladeschurre erforderlich.

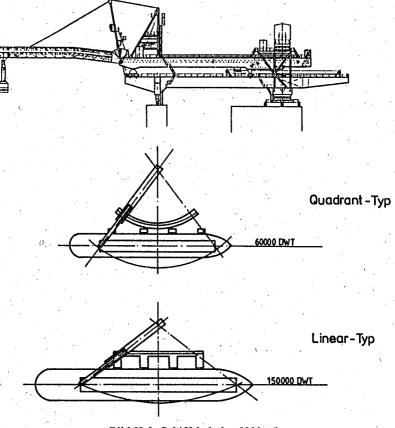


Bild II.8: Schiffsbelader 5000 t/h Quadrant- und Lineartyp

Zur Vermeidung von Staubemissionen an den Übergabestellen des Beladers können zusätz liche Entstaubungseinrichtungen vorgesehen werden.

Geräuschemissionen können durch schallgedämpfte Maschinenhäuser sowie Lagerung de Triebwerke auf elastischen Unterlagen eingeschränkt werden.

# 4. Elektrische Ausrüstung

Die häufigste Steuerungsart ist die Drehstrom-Schützensteuerung mit Schleifringläufermotor Diese sind einfach im Aufbau und in der Handhabung. Für höhere Ansprüche werden Gleich strom- bzw. Drehstrommotoren mit Thyristorspeisung und Regeleinrichtung eingesetzt. Dar überhinaus ist Frequenzregelung möglich.

### 4.1 Stromeinspeisung

Die Stromzuführung zum Schiffsbelader erfolgt über eine Mittelspannungs-Gummischlauchleitung in Verbindung mit einer spiralig wickelnden Motorleitungstrommel. Der Speisepunkt wird zweckmäßigerweise in der Mitte des Fahrweges vorgesehen. Bei dieser Anordnung hat das Kabel nur die Länge des halben Fahrweges und auch die Kabeltrommel kann entsprechend kleiner ausgelegt werden. Die Schleifringe werden der jeweiligen Belastung angepaßt und im wassergeschützten Gehäuse angeordnet. Sicherheitseinrichtungen begrenzen den jeweils max. zulässigen Leitungszug und verhindern das völlige Abwickeln der Leitung.

Zum Übertragen entsprechender Steuersignale wird eine zweite Leitungstrommel eingesetzt. Es besteht auch die Möglichkeit, eine induktive Datenübertragung vorzusehen.

### 4.2 Mittelspannungsschaltanlage

Die kompakte Mittelspannungsschaltanlage für Innenraumaufstellung besteht aus drei Schaltfeldern:

- Einspeisungszelle
- Transformatorzelle
- Motorzelle Bandbetrieb

inklusive entsprechender Schutzeinrichtungen. Die Mittelspannungsanlage wird in einem abgeschlossenen elektrischen Betriebsraum aufgestellt.

Die Felder sind mit entsprechenden Anzeigen bzw. Meldeeinrichtungen sowie nach Bedarf mit zusätzlichen mech. Sicherheitseinrichtungen ausgerüstet.

Ein rüttelfester Öl- bzw. Gießharz-Mittelspannungstransformator in geschützter Ausführung wird zur Versorgung der übrigen Antriebe und der allgemeinen Verbraucher eingesetzt.

### 4.3 Niederspannungsschaltanlage

Entsprechend den Anforderungen besteht die in Blechgehäusen untergebrachte Niederspannungsschaltanlage im wesentlichen aus folgenden Hauptkomponenten (s. Übersichtsplan, Bild II.9):

- Schienensystem
- fernbetätigter Leistungsschalter
- Motoreinspeisungen, je bestehend aus
  - Sicherungslasttrenner mit Überwachung
  - Einschaltschütze mit Schutzrelais
     und falls erforderlich —
  - Läuferschütze

- allgemeine Steuerung wie
  - Steuersicherungen
  - Steuer- und Verriegelungsschütze
  - Zeitrelais etc.

Anzeigeinstrumente und Meldeleuchten sind in den Schranktüren angebracht.

Je nach Bedarf wird die Niederspannungsschaltanlage mit fest eingebauten Schaltgeräter oder als Motor Control Center — teilweise mit ausziehbaren Schaltgeräten — ausgeführt unc ebenfalls in dem abgeschlossenen elektrischen Betriebsraum aufgestellt.

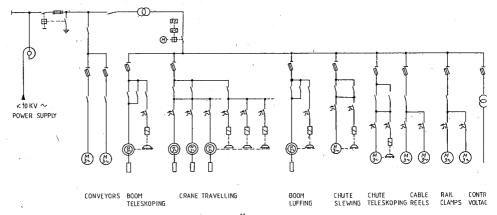


Bild II.9: Übersichtsplan

### 4.4 Bandantriebe

Der Antrieb des Hauptbandes erfolgt mit einem oder mehreren Drehstrom-Kurzschlußläufermotoren mit Mittelspannungsspeisung. Da zwischen Motor und Bandantriebstrommeln ir der Regel eine hydraulische Anlaufkupplung vorhanden ist, kann eine Direkteinschaltung über Mittelspannungsschütz erfolgen.

In besonderen Fällen ist ein Anlaßtransformator notwendig.

Für evtl. erforderliche Zwischenbänder oder ein Austragband am Trimmer werden in der Regel Niederspannungsmotoren eingesetzt.

Die Bedienung erfolgt in der Regel aus einer Führerkanzel mit guter Sicht auf das Beladerohr. Das Einschalten erfolgt mit Drucktaster, wobei automatisch das in Förderrichtung letz te Band zuerst anläuft.

Bei Erreichen der vollen Beladerbandgeschwindigkeit wird über die Steuerleitungstromme ein Signal zur Zentralkontrollstation gegeben und das Kaiband zur Einschaltung freigegeben

Je nach Bedarf können weitere Einrichtungen wie Anzeige der Fördermenge in Tonner oder t/h in der Führerkanzel angeordnet werden, wobei die Meßstellen an ortsfesten Bän-

dern vorhanden sind und die Meßwerte über die Leitungstrommel zum Belader geführt werden.

### 4.5 Kranantriebe

Als Antriebe für das Fahrwerk des Beladers und das Teleskopierwerk und Einziehwerk des Auslegers werden Drehstrom-Schleifringläufermotoren mit Schützensteuerung eingesetzt. Wenn betriebsmäßig Teilgeschwindigkeiten erforderlich sind, z.B. beim Beladevorgang eine reduzierte Fahrgeschwindigkeit, werden Ständeranschnittsteuerungen insbesondere bei Fahrwerken auch frequenzgeregelte Kurzschlußläufermotoren vorgesehen.

Die Steuerung des Beladebetriebes erfolgt über Meisterschalter aus der Führerkabine. Einziehwerke und Fahrwerke haben in der Regel einen zweiten Steuerabstand zum Fahren in die Außerbetriebstellungen.

### 4.6 Sonstiges

Die Antriebssteuerung wird ergänzt durch eine Vielzahl von Einrichtungen für Sicherheit und Service, wie z.B.:

- örtliche Kontrollstationen
- Windwarnung
- Flugwarnung
- akustische und optische Warnung beim Fahrwerk
- Beleuchtung der Wege, der Betriebsräume und des gesamten Arbeitsfeldes
- Belüftung der elektrischen Betriebsräume
- Heizung oder Klimatisierung der Steuerkabine
- Sprechanlagen (Telefon und Funk)
- Fernsehanlagen zur Überwachung des Fahrwerkes

### 5. Sicherheits- und Überwachungseinrichtungen

Um einen reibungslosen Beladebetrieb zu gewährleisten, ist die ständige Überwachung aller gefährdeten Stellen des Beladers notwendig.

Vom Normalbetrieb abweichende Betriebszustände müssen sofort erkannt und gemeldet werden.

Insbesondere unterliegt der Materialfluß im Belader einer ständigen Kontrolle. Überschüttungen an den Übergabestellen werden durch elektromechanische oder elektronische Sensoren erkannt und führen durch entsprechende Verriegelungsschaltungen zu einem sofortigen Stillstand der Bänder.

Schlupfwächter an den nicht angetriebenen Umlenktrommeln und Schieflaufschalter überwachen den ordnungsgemäßen Lauf der Fördergurte. Reißleinen-Not-Aus-Schalter entlang

der Bänder gestatten eine sofortige Stillsetzung der gesamten Bandanlage bei Gefahrenzuständen.

Belader, die mit einer Ladeschurre ausgerüstet sind, erfordern besondere Überwachungs maßnahmen, da eine mögliche Verstopfung der Ladeschurre mit anschließender Überschüttung des Bandabwurfbereiches eine erhebliche Erhöhung der am Auslegerende angreifender Last bedeutet. Der gesamte Belader kann dadurch eine unzulässige Überbeanspruchung erfahren. Zur Abwendung dieser Gefahr werden außer der bereits genannten Füllstandskontrolle häufig By-Pass-Vorrichtungen vorgesehen. In die Rohrwand der Ladeschurre eingebaute Klappen springen unter dem Druck des Materials auf und ermöglichen einen Abfluß.

Bei Beladerbewegungen besteht die Möglichkeit einer Kollision mit Schiffsteilen. Die seitliche Berührung der Ladeschurre oder des Auslegers mit dem Lukenrand oder den Aufbauten kann über elektrische Annäherungssensoren oder seilbetätigte mechanische Endschalter verhindert werden.

Das Aufsetzen oder Hängenbleiben der Ladeschurre wird durch Messung der Seilkräfte des Teleskopierwerkes der Ladeschurre erfaßt. Bei Unter- oder Überschreiten bestimmter Lastwerte erfolgt die Abschaltung der entsprechenden Triebwerke.

Zur Abwendung von Kollisionen des Beladers mit anderen Geräten auf der Pier können Antikollisionsvorrichtungen in Form von elektrischen oder mechanischen Annäherungsschaltern vorgesehen werden.

Bei Beladern großer Spurweite und dadurch bedingter weicher Brückenkonstruktion ist der Einbau einer Einrichtung zur Aufrechterhaltung des Gleichlaufes beider Stützenseiten erforderlich.

Bei einer Schrägstellung des Beladers wird die auftretende Winkelabweichung zwischen Portal und Pendel-Stütze erfaßt und in ein elektrisches Signal umgewandelt. Dieses wirkt auf den Drehzahlregelkreis der Brückenfahrwerke. Der Geradlauf wird durch Zurückhalten der voreilenden Stützenseite wieder eingeregelt. Sollte die Geradlaufregelung versagen und die Schrägstellung einen Grenzwert überschreiten, wird das Brückenfahrwerk über Notendschalter mechanisch abgebremst.

Üblicherweise sind die Belader mit Schienenzangen ausgerüstet als Sicherheit gegen Abtreiben durch Wind. Vorteilhaft ist die Wirksamkeit in jeder Stellung des Beladers auf der Pier.

Zusätzlich werden häufig Bolzenverriegelungen und auch Abspannvorrichtungen vorgesehen, die das Gerät im Sturmfall gegen Abtreiben und Kippen sichern. Endschalter sperren das Fahrwerk bei geschlossenen Schienenzangen oder eingelegten Verriegelungen.

Alle Störungen werden in einer zentralen Meldeanlage auf dem Belader erfaßt und im Bedienerhaus angezeigt bzw. mittels Drucker dokumentiert.

Je nach Bedarf und Konzeption der Gesamtanlage können Störungen, die den Materialfluß betreffen, auch über die Steuerleitungstrommel an einen zentralen Leitstand gemeldet werden.

### 6. Ausblick

In der vorangegangenen Betrachtung wurde die Kohlebeladung von Seeschiffen beschrieben und die Vielfalt der Beladertypen aufgezeigt. Zu erkennen ist die starke Abhängigkeit der Bauform des Beladers von den örtlichen Gegebenheiten am Aufstellungsort und von den Forderungen des Kunden.

Umweltschutz- und Sicherheitsgesichtspunkte sind weitere wichtige Faktoren für die Auslegung eines Beladers.

Eine wünschenswerte Standardisierung der Belader ist daher unter den gegebenen Umständen nur im geringen Umfang möglich.

Einige Kohle-Belader wurden bereits mit Durchsatzmengen im Bereich von  $10.000 \, t/h$  ausgeführt.

Geräte mit höheren Durchsätzen sind technisch möglich, werden jedoch zukünftig Ausnahmen sein, da viele Betreiber aus Gründen der Verfügbarkeit mehrere kleine Geräte bevorzugen.

### III. Ein neuer Greifer-Schiffsentlader für Kohle

### 1. Veranlassung

Zur Entladung von Kohle aus Schiffen stehen heute, abhängig von den Einsatzbedingungen, kontinuierlich arbeitende Geräte und Schiffsentlader mit Greifer als Alternativen zur Diskussion. Ohne auf eine gegenseitige Abgrenzung oder eine Wertung beider Systeme einzugehen, wird hier über einen im Jahre 1983 in Betrieb genommenen Greifer-Schiffsentlader und den damit erreichten Stand der Technik berichtet.

Das Kraftwerk Wedel der Hamburgischen Electricitätswerke AG verbraucht jährlich ca. 1,3 Mio t Steinkohle, die am kraftwerkseigenen Kai aus Seeschiffen zu entladen sind. Dafür waren 3 Stück 10 t-Wippdrehkrane vorhanden. Betriebswirtschaftliche Überlegungen führten zu dem Entschluß, die altersbedingt reparaturanfällig gewordenen Anlagen zu ersetzen und sich gleichzeitig auf die Abfertigung größerer Schiffe mit hoher Entladeleistung einzurichten.

Bei der Planung des neuen Gerätes war eine Anzahl voneinander abhängiger und teilweise gegensätzlich wirkender Parameter zu berücksichtigen:

- Die zu gewährleistende mittlere Entladeleistung ergab sich aus den angestrebten Schiffsliegezeiten und unter Berücksichtigung der durch Anwohner auf die Tagstunden begrenzte Arbeitszeit zu 800 t/h.
- Um günstige Frachtraten ausnützen zu können, waren Höhen und wasserseitige Reichweite so zu wählen, daß auch sehr große Massengutschiffe bis etwa 200.000 t Tragfähigkeit gelöscht werden können. Dabei ist berücksichtigt, daß ab einer bestimmten Größe die Schiffe wegen des begrenzten Tiefganges am Kai nur vorgeleichtert angenommen werden können.

- Andererseits waren die aus der Belastbarkeit der vorhandenen Kranbahn resultierender Grenzen für den Lastenzug des Entladers zu beachten.
- Zusätzliche Bedingung war eine möglichst weitgehende Minderung der Schallemissior wegen eines nahegelegenen Wohngebietes. Bezüglich des Staubschutzes konnte man sich dagegen auf Grund vorliegender Erfahrungen zunächst auf die Anbringung von Staub schutzwänden am Bunker beschränken. Die Möglichkeit, eine Entstaubungsanlage nach rüsten zu können, mußte jedoch eingeplant werden.
- Besonderheit des Standortes ist die unmittelbare N\u00e4he zum Hauptfahrwasser der Unterelbe. Das bedingt, da\u00e4 neben dem Tidenhub auch ein Versatz der anliegenden Schiffe durch Str\u00f6mung und durch die von vorbeifahrenden Schiffen ausgel\u00f6sten Wasserbewegunger auftritt. Die in den Kollisionsbereich mit den Schiffsaufbauten hineinreichenden Entladerteile sind deshalb besonders abzusichern und m\u00fcssen im Notfall m\u00f6glichst schnell aus dem Gefahrenbereich gebracht werden k\u00f6nnen.
- Mit dem Ersatz von 3 Wippdrehkranen durch einen Entlader wäre auch die vorher gegebene Redundanz völlig entfallen. Um das Ausfallrisiko gering zu halten, war deshalb vom neuen Gerät hohe Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit zu fordern. Daran ändert auch die nachträgliche Planungsumstellung, doch einen der beiden Wippdrehkrane für Trimm- und Hilfsarbeiten zu behalten, grundsätzlich nichts.

### 2. Entwurfskonzept

Die umfassende Bewertung der Einflußgrößen führte zu der Entscheidung, einen Greifer-Schiffsentlader mit 25 t Tragfähigkeit einzusetzen.

Als Bauprinzip wurde ein System mit Seilzugkatze gewählt, um ein geringes Katzgewicht und hohe Beschleunigungen bei der Katzfahrbewegung zu ermöglichen. Der Längenausgleich der Hubseile erfolgt mittels einer Ausgleichkatze im Seilsystem vom Hub- und Katzfahrwerk.

Die Hauptabmessungen sind 36 m Ausladung über wasserseitiger Schiene und 10,75 m über landseitiger Schiene, Portalspurweite 12 m und Hubhöhe über Schienenoberkante abhängig vom eingesetzten Greifer ca. 22 m (Bild III.1).

Ausführung der Stahlkonstruktion in geschweißter Kastenbauweise, berechnet nach DIN 15018, H3, B6. Wasserseitiger Ausleger einziehbar, Führerhaus selbständig verfahrbar und damit auf die für die jeweilige Arbeitsaufgabe günstigste Position einstellbar, Zugang zur Führer- und Maschinenhausebene mittels Aufzug.

Anzahl der Laufräder des Entladerfahrwerkes auf der Wasserseite 16 und auf der Landseite 12, davon pro Ecke 4 angetrieben. Als Sicherung gegen Abtreiben durch Sturm sind 2 Schienenzangen mit Feder-Kraftspeicher und hydraulischer Steuerung vorhanden.

Die kupplungslose Zwei-Motoren-Greiferwinde und das Katzfahrwerk sind aus standardisierten und erprobten Komponenten aufgebaut und stehen auf gesonderten Triebwerksrahmen in geschlossenen Häusern. Der Antrieb erfolgt durch Gleichstrommotoren, die Geschwindigkeiten sind für Heben 140 m/min, Schließen 125 m/min und Katzfahren 210 m/min. Alle Verzahnungen laufen in geschlossenen Getriebekästen im Ölbad.

Das System der Hub- und Katzfahrseile wird über eine Spannstation auf einen vorgegebenen Durchhang eingestellt und erlaubt auch ein Arbeiten mit hochgezogenem Ausleger, dann

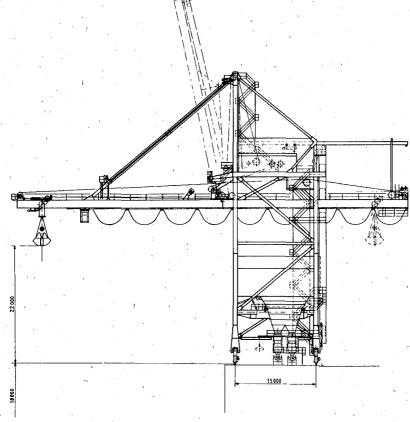


Bild III.1: Greifer-Schiffsentlader 1.100 t/h Kraftwerk Hamburg

allerdings mit herabgesetzter Katzfahrgeschwindigkeit. Für Hub- und Schließwerk ist Reserveseil auf den Trommeln gespeichert.

Mit Rücksicht auf eine gelegentlich vorkommende Entladung von kleinen Seeschiffen oder Schuten und um kritische Stellen im Deckschatten erreichen zu können, wurde eine Drehmöglichkeit des Greifers um 90° vorgesehen, die durch Verschieben der Seilrollensätze auf der Katze mittels eines Zahnstangenantriebes erfolgt.

Das Ausleger-Einziehwerk hat ein redundantes Seilsystem mit Schlappseil- und Überlastungssicherung. Um den Ausleger im Gefahrenfall, z.B. bei Trossenbruch am Schiff, schnell aus dem Kollisionsbereich mit den Schiffsaufbauten bewegen zu können, ist die Zeit für einen vollen Einziehvorgang auf nur 2 min festgelegt worden.

Der Bunker ist wegen der gegebenen Begrenzung der Schienenbelastungen landseitig innerhalb der Portalspurweite angeordnet. Maximaler und minimaler Füllstand werden über Druckmeßdosen überwacht. Wegen der häufig feuchten und zur Brückenbildung neigenden Kohle erforderte die Gestaltung der beiden Ausläufe besondere Aufmerksamkeit.

Die knappe Kapazität der beiden vorhandenen Kaibänder bedingt eine genaue Teilung des Materialstroms bzw. eine schnelle Umstellung oder Abschaltung bei plötzlichem Bandstillstand. Jeder Bunkerauslauf ist deshalb mit einer Schwingförderrinne ausgerüstet, die auf das jeweilige Kaiband aufgibt. Dazu gehören noch Magnetabschneider und eine Schrottaustragvorrichtung.

Dazu kommt der Einsatz wartungsarmer Komponenten, z.B. voll gekapselte Verzahnungen und Wälzlagerungen, übersichtliche Triebwerksanordnungen und großzügig gestaltete Begehungen.

### 3. Elektro- und Sicherheitseinrichtungen

Die Energiezuführung erfolgt über eine 6-kV-Kabeltrommel. Auf dem Entlader befinden sich zwei Haupt-Transformatoren für Stromrichter und Hilfsantriebe.

Für Hub-, Schließ- und Katzfahrwerk sind geregelte Gleichstrommotoren eingesetzt, die von 6pulsigen Thyristorstromrichtern für Vier-Quadrantenbetrieb gespeist werden. Hub-und Schließwerk haben mechanisch getrennte Antriebe. Die Greifersteuerung erfolgt durch eine digitale Differentialschaltung.

Brückenfahrwerk und Einziehwerk sind gesteuerte Drehstromantriebe mit Schleifringläufermotoren. Zur Ausrüstung gehören noch die Antriebe der Bunkerabzugsrinnen, der Rieselgutklappenverstellung und der beweglichen Staubschutzwand sowie für Greiferdrehen, Seilspannen und Führerhausfahren.

Alle Steuerverknüpfungen erfolgen durch eine freiprogrammierbare Steuerung (PLC).

Für die Greiferbewegungen ist ein Automatikbetrieb vorgesehen, der auf der Grundlage einer analogen Leitliniensteuerung mit automatischer Pendeldämpfung, die durch Parallelrechner in der PLC überwacht wird, abläuft.

Umfangreiche Verriegelungen und Sicherheitseinrichtungen, wie Überlastungsschutz, Windmesser, Kollisionsschutz zum verbliebenen Drehkran, eine Näherungsüberwachung zwischen Führerhaus und Schiffsaufbauten, sowie Hilfseinrichtungen zum Seil-und Greiferwechsel, Ausbauvorrichtungen und ein Inspektionswagen am Fahrbahnträger runden die Ausrüstung des Entladers ab (Bild III.2).

### 4. Umweltschutzbelange

Die angestrebten Grenzwerte für die Schallemission waren zunächst durch eine schalltechnische Analyse der Betriebszustände zu beurteilen. Eine zuverlässige Voraussage der zu erwartenden Pegel ist auf der Grundlage rechnerischer Methoden zusammen mit meßtechnisch ermittelten Stützwerten heute möglich.

Im vorliegenden Fall erforderte die gegebene Zielsetzung ein umfassendes Maßnahmenpaket. Nach Definition der Stärken der einzelnen Schallquellen, z.B. für Getriebe nach VDI 2159 und für Elektromotoren nach VDI 2713, waren sekundäre Maßnahmen zur Minderung der Schallausbreitung und der Körperschallübertragungen festzulegen. Wo und mit welchem Aufwand anzusetzen ist, ergibt sich aus den schalltechnischen Gesetzmäßigkeiten. Es wäre in

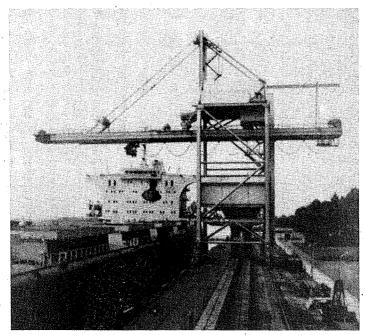


Bild III.2: Greifer-Schiffsbelader in Betrieb

bezug auf das Gesamtergebnis nutzlos, bei schon mit ausreichendem Abstand unter dem Summenschallpegel liegenden Quellen noch zusätzliche Maßnahmen zu treffen.

Realisiert wurde schließlich eine elastische Lagerung und Befestigung der Katzschiene, eine körperschallgedämmte Lagerung der Katzlaufräder sowie eine körperschallgedämmte Aufstellung der Triebwerke auf getrennten Rahmen innerhalb geschlossener Häuser, die ein Einfügungsdämmaß von über 25 dB (A) haben. Die Schwingförderrinnen sind mit einer Gummiauskleidung versehen, ebenso Teilbereiche des Bunkers.

Nach Inbetriebnahme durchgeführte Schallmessungen ergaben, daß der Schallpegel des Schiffsentladers am Immissionsort unter dem Grund- und Fremdgeräuschpegel liegt und somit die schalltechnische Zielsetzung erreicht ist.

### 5. Löschleistung

Die mittlere Entladeleistung ist eine ausschlaggebende Größe für den Nutzwert einer Anlage. Da eine allgemein verbindliche Definition dieses Begriffes fehlt, sind dazu Vereinbarungen zu treffen.

Als Zeitbasis eignet sich beispielsweise die Einsatzzeit am Schiff abzüglich der Dauer von Betriebsunterbrechungen sowie abzüglich von Sonderzeiten, wie Greiferwechsel oder Einsetzen des Trimmgerätes. Wegen des Einflusses der Schiffsgröße ist dafür ein wirklichkeitsnaher Bereich, hier waren es etwa 50.000 bis 80.000 t Tragfähigkeit, festzulegen. Besondere Umstände innerhalb des vereinbarten Beobachtungszeitraumes, wie beispielsweise gefrorene Kohle oder starke Nebelbildung, müssen einvernehmlich beurteilt werden.

Die mittlere Entladeleistung einer Anlage hängt von zahlreichen Einflußgrößen ab.

Eine gute Ausnutzung der Tragfähigkeit des Entladers wird erreicht, wenn die Greifer nach Gewicht, Inhalt und Bauart optimal angepaßt sind. Die dazu notwendigen Kenntnisse über Schüttgewicht und sonstige Materialeigenschaften sowie eine geringe Schwankungsbreite dieser Merkmale werden bei einer kraftwerkseigenen Entladung meist gegeben sein.

Die Geschwindigkeiten der Hauptantriebe resultieren aus vertretbaren Beschleunigungen und den notwendigen Wegen. Aus der Überlagerung von Hub- und Katzfahrbewegung unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen entstehen die Leitlinien für die automatische Steuerung.

Die Automatik kann nach Einleiten des Schließvorganges das gesamte Arbeitsspiel bis zur Rückkehr an den Aufnahmepunkt selbsttätig ausführen. Der Kranführer wird erheblich entlastet und hat die Möglichkeit, sich voll auf die Wahl des Aufnahmepunktes und das Nachsteuerung beim Greifvorgang zu konzentrieren. Da der Einfluß der Ermüdung zurücktritt, ermöglicht die Automatik eine gleichmäßig hohe Leistung. Andererseits kann natürlich ein erfahrener Kranführer in günstigen Situationen die Leistung der durch ihre Programm festgelegten Automatik übertreffen. Eine maximale Anlagennutzung wird deshalb bei einem sinnvollen Zusammenspiel von Hand- und Automatikbetrieb erreicht.

Die hohen Anforderungen an den Kranführer bedingen eine sehr sorgfältige Gestaltung seines Arbeitsplatzes unter Beachtung geringfügig erscheinender Details. Ziel ist, die Sicht zu begünstigen und eine möglichst zwangsfreie Körperhaltung zu ermöglichen. Maßnahmen dazu sind die Verfahrbarkeit der Kanzel, blendfreie und gut zu reinigende Isolierverglasung, herausnehmbare Bodenfenster und drehbarer Sitz.

Ein zusätzliches Hilfsmittel, das auch sehr schwierige Sichtverhältnisse zu bewältigen hilft, ist die Greifer-Positionsanzeige. Auf einem Bildschirm werden dem Kranführer die eingestellte Leitlinie und die Störkanten, die momentane Position des Greifers und ob dieser offen oder geschlossen ist, angezeigt (Bild III.3). Außerdem erscheinen dort Zustands- oder Störmeldungen für den Entlader im Klartext.

Neben den Eigenschaften des Schiffsentladers selbst hat die beim Entladevorgang angewendete Strategie wesentlichen Einfluß auf die mittlere Leistung. Dazu gehört ein optimaler Lukenwechsel innerhalb der durch das Schiff vorgegebenen Randbedingungen sowie ein der Arbeitsweise vorteilhaft angepaßter Zeitpunkt für das Einsetzen des Trimmgerätes.

Durch eine sorgfältige Betriebsbeobachtung über einen Gesamtdurchsatz von mehr als 250.000 t wurde die mittlere Entladeleistung mit wenigstens 850 t/h ermittelt. Das sind etwa 80% der theoretischen Leistung von 1.080 t/h beim Greifen aus dem Vollen unter definierten Bedingungen.

Dieses Ergebnis übertrifft frühere Erfahrungswerte wesentlich. In eine Wertung gegenüber kontinuierlich arbeitenden Geräten wäre diese Größe kritisch einzubeziehen.

Eine unmittelbare Verallgemeinerung der im vorliegenden Fall erreichten, mittleren Umschlagleistung ist nicht angebracht, da der Zusammenhang mit dem gesamten Umfeld beachtet werden muß. Es wird damit aber aufgezeigt, wie weit bisher als Stand der Technik betrachtete Grenzen bei einer streng auf eine bestimmte Aufgabe zugeschnittenen Planung und einer sorgfältigen Optimierung des Gerätes hinausgeschoben werden können. Vorausset-



Bild III.3: Fahrerkabine mit Anzeige der Greiferposition

zung dafür ist ein intensives Zusammenwirken zwischen Hersteller und künftigem Betreiber unter Nutzung der auf beiden Seiten vorliegenden Erfahrungen.

# IV. Seetransport und Umschlag von Kohleschlämmen

### 1. Hintergrund und bisherige Entwicklungen

Auf der Suche nach alternativen Energiequellen werden weltweit zahlreiche Forschungsprojekte mit unterschiedlichen Verfahren betrieben. Bei der Nutzbarmachung fossiler Brennstoffe läuft die Zielrichtung dahin, das schwere Heizöl überall dort zu verdrängen, wo es noch zur Wärmeerzeugung verbrannt wird. Hierdurch kann der in absehbarer Zeit anstehenden Verknappung der Erdöls vorgebeugt sowie auch eine beträchtliche Kostenersparnis erzielt werden.

Auch in der Bundesrepublik Deutschland werden auf diesem Gebiet intensive Untersuchungen durchgeführt. Hier konzentriert sich die Forschung auf Konzenfirmen der SALZ-GITTER AG. Unterstützung wird geleistet von seiten der deutschen chemischen Industrie sowie auch von namhaften Firmen, die sich mit dem Spezialgebiet der Kohleverbrennung befassen.

In Salzgitter wird seit Anfang der 70er Jahre an dem Projekt "Hydraulischer Feststofftransport" gearbeitet. Dieses Projekt wird seit 1977 mit Mitteln des Bundesministers für Forschung und Technologie gefördert. Im Rahmen dieser Arbeiten wurden unter anderem auch stabilisierte Kohlesuspensionen auf das Transportverhalten in Rohrleitungen untersucht.

Mit dem Bau der Versuchsanlage zur Ermittlung der hydraulischen Parameter von Fest stoff-Flüssig-Suspensionen auf der zum Salzgitter-Konzern gehörenden Schachtanlage Haverlahwiese erstreckten sich die Untersuchungen ebenfalls auf die Herstellung der Kohle-Wasser-Suspensionen. Seit 1981 wird verstärkt das Gebiet der hochkonzentrierten feinkörnigen Kohle-Wasser-Suspensionen untersucht, die sich direkt, d.h. ohne Entwässe rung, verbrennen lassen.

In Salzgitter werden solche Suspensionen als DENSECOAL bezeichnet. Der Begriff DEN SECOAL steht nicht nur für einen neuen flüssigen Energieträger, sondern für die vollständige Herstellungs-, Umschlags-, Transport- und Verbrennungstechnologie.

### 2. DENSECOAL-Produktion und Eigenschaften

DENSECOAL ist eine Kohle-Wasser-Additiv-Suspension, die sich praktisch wie Öl ver hält. Da DENSECOAL als direkt verbrennbarer Energieträger bei der Wärme- und Dampfer zeugung als Ölersatz Verwendung finden soll, ist es notwendig, möglichst viel Kohle mit rela tiv wenig Wasser zu einer gut fließ- und lagerfähigen Suspension zu mischen. Die möglich Feststoffkonzentration in der DENSECOAL wird durch die Partikelgrößenverteilung de Kohle, deren chemische Struktur und die Menge und Zusammensetzung der Additive wesent lich beeinflußt.

Die Additive bewirken, daß das Oberflächenpotential der Kohle so verändert wird, dal möglichst kleine Wasserhüllen die Kohlepartikel umschließen. Das Oberflächenpotential um damit die Wirkung der Additive hängen wiederum im starken Maße von der Oberflächen struktur und -beschaffenheit der Kohle ab.

Bei Kohlen mit hohen spezifischen Oberflächen ist ein höherer Additivanteil zur Erzielung befriedigender Feststoffkonzentrationen notwendig als bei Kohlen mit geringen spezifischer Oberflächen. Der Einsatz von ionischen, anionischen und Abmischungen von ionischen und anionischen Additiven richtet sich vor allem nach der zu densierenden Kohle.

Die Komponenten Aschegehalt und -analyse, flüchtige Bestandteile, Schwefelgehalt und mazerale Zusammensetzung der Kohle beeinflussen das Densier- und das Verbrennungsver halten einer Kohle-Wasser-Additiv-Suspension unterschiedlich. Während bei der Verbren nung besonders der Asche- und Schwefelgehalt von Bedeutung sind, liegen die Haupteinfluß größen bei der Densierung einer Kohle in deren flüchtigen Bestandteilen und dem Inkohlungs grad.

Zur Erzielung hoher Feststoffkonzentrationen in einer Suspension ist eine maximale Pak kungsdichte des Feststoffs notwendig. Grundvoraussetzung hierfür ist jedoch eine polymoda le Dichteverteilung q3 (x) der Kohle.

Der Partikelbereich, den eine Kohle für die Herstellung von DENSECOAL haben darf richtet sich nach Stabilitäts-, verbrennungskinetischen und rheologischen Gesichtspunkten Die notwendige Stabilität einer DENSECOAL hinsichtlich des Absetzverhaltens führt zu de Randbedingung, daß die Schwarmsinkgeschwindigkeit des größten Einzelpartikels so gerin ist, daß keine offensichtlichen Absetzerscheinungen auftreten. Andererseits darf die relativ

Zähigkeit der Suspension nicht so hoch sein, daß ein Verpumpen und Zerstäuben der Suspension zum Zwecke der Verbrennung nicht möglich ist.

Die Verbrennungskinetik der DENSECOAL schließlich führt zu der Randbedingung, daß im Falle einer Zerstäubungsverbrennung von DENSECOAL der ultrafeine Anteil in der Partikelgrößenverteilung relativ hoch sein muß, während der Grobanteil minimal sein sollte. Im Falle einer Verbrennung von DENSECOAL in einem Reaktor, der mit einer zirkulierenden Wirbelschicht arbeitet, darf der ultrafeine Anteil in der Partikelgrößenverteilung nur minimal sein, während der Grobanteil hierbei im wesentlichen unerheblich ist.

DENSECOAL, die anstelle von Öl in Kraftwerken, Hochöfen und sonstigen Verbrennungsanlagen zum Einsatz kommt, hat eine Körnung von 0-0.2 mm, wobei ca. 90% < 0.1 mm und 10-20% < 0.005 mm vorliegen. Der x50-Wert dieser DENSECOAL liegt bei 0.04 mm.

Das rheologische Verhalten von hochkonzentrierten Kohle-Wasser-Additiv-Suspensionen läßt sich in vielen Fällen nur durch nicht lineare Ansätze beschreiben. Häufig sind dies Ansätze, die Ostwald'sche oder Yield-pseudoplastische Flüssigkeiten beschreiben, in vielen Fällen verhalten sich DENSECOAL-Slurries tixotrop.

Für die Berechnung von Druckverlusten in Rohrleitungen und Düsen gilt es daher, die scheinbare Zähigkeit bei dem jeweils auftretenden Schergefälle zu ermitteln. Diese scheinbare Zähigkeit sollte in keinem Fall 1000 mPa·s bei 20°C überschreiten. Im Hinblick auf die maximale Partikelgröße bedeuten diese 1000 mPa·s ein xmax. von ca. 0,3 mm.

Die Feststoffkonzentration einer DENSECOAL richtet sich also nach Kohlecharakteristik, Partikelgrößenverteilung und dem Additiv. Für einige Kohlesorten ist eine Mischung 75% Kohle, 0,5% Additiv und 24,5% Wasser mit der Randbedingung der Zähigkeit < 1000 mPa·s gut zu erreichen. Die 75% Feststoffanteil in der Suspension stellen nicht die maximale mögliche, sondern eine noch gut zu transportierende Konzentration dar.

Der größte Teil der Kohlenarten läßt sich für die Herstellung von DENSECOAL mit ca. 70 Gew.-% Feststoffanteil verwenden, wobei der Additivanteil bis zu 1%, bezogen auf den Feststoffanteil in der Suspension, ansteigen kann. Die Additivkonzentration hängt stark von der Partikelgrößenverteilung und der Kohlensorte ab. Als Faustregel kann für einige Additive gelten, daß für 1 m² Kohleoberfläche ca. 1 mg Additive benötigt werden.

Die Abhängigkeiten zwischen den Faktoren Additivkonzentration, Kohlecharakteristik und Partikelgrößenverteilung ergeben ebenfalls, daß eine zu große Menge an Additiven die relative Zähigkeit einer Suspension und das Densierverhalten einer Kohle negativ beeinflussen können. Es gilt daher für jede Kohle, das spezifische Optimum hinsichtlich Partikelgrößenverteilung und Additiv zu finden.

Je nach Einzelfall werden an die DENSECOAL unterschiedliche Anforderungen hinsichtlich des Stabilitätsverhaltens gestellt. DENSECOAL verhält sich ohne den Zusatz von Stabilisatoren über einen Zeitraum von 3-4 Wochen quasi-stabil, d.h. bei einer 75%igen Suspension tritt ein Konzentrationsprofil über die Höhe von 2-3% auf. Wird auf eine Langzeitstabilität Wert gelegt, so müssen Stabilisatoren im ppm-Bereich der DENSECOAL zugegeben werden.

Diese Additive beeinflussen die Fließeigenschaften der Suspension und damit auch die

Zähigkeit. Solche stabilisierten Kohle-Suspensionen zeigen selbst nach einem Jahr keinerle Absetzerscheinungen.

DENSECOAL kann sowohl aus stückiger Kohle als auch aus Kohlestäuben hergestellt werden. Der Aschegehalt und der Aufbau der Asche beeinflussen die Densierbarkeit, d.h. die maximal erzielbare Kohlekonzentration bei einer vorgegebenen Viskosität, nur untergeordnet.

Der petrographische Aufbau der Kohle, der Anteil flüchtiger Bestandteile und der Inkohlungsgrad haben Einfluß auf die Auswahl und Menge des Additivs und nicht auf den Prozeßgenerell.

Liegen Kohlenstäube in ihrem Kornaufbau nahe dem für den jeweiligen Kohletyp optimalen Kornaufbau vor, kann die DENSECOAL-Herstellung in einer Zwangsmischanlage erfolgen, in die genau dosiert Kohlenstaub, Wasser und Additiv aufgegeben werden und nach intensiver Durchmischung DENSECOAL hergestellt wird.

Bei stückiger Kohle erfolgt die Zerkleinerung der auf ca. 6 mm vorgebrochenen Kohle auf das kohlespezifisch optimale Kornband und die Vermischung der Kohle mit dem Additiv und dem Wassr in einer Rohrmühle. Aufgrund der Viskositäten der DENSECOAL ist eine Klassierung der gemahlenen Kohle und damit ein geschlossener Mahlkreislauf nicht anwendbar. Es muß vielmehr auf die richtige Auslegung der Mühle größtes Augenmerk gerichtet werden.

Bei der Mahlung muß einerseits die obere Korngroße der Kohle auf 0,2 mm herabgesetzt werden, andererseits verlangt der Prozeß einen Anteil ultrafeiner Partikel, um die Stabilität der DENSECOAL zu gewährleisten. Dieser Forderung steht eine Limitierung der spezifischen Oberfläche gegenüber, die den Verbrauch des Additivs — und damit die Herstellungskosten — wesentlich beeinflußt.

Falls das zu optimierende Kornband bei gewissen Kohlesorten in einer solchen Rohrmühle nicht erreichbar ist, muß die Kohle durch mehrstufige Trocken- und/oder Naßmahlung und anschließende Mischung zu DENSECOAL verarbeitet werden.

Dieses Verfahren ist wegen des erforderlichen Explosionsschutzes bei Trockenverarbeitung der Kohle wesentlich aufwendiger als die einfache Naßmahlung und sollte nur in Extremfällen angewandt werden.

## 3. Transport und Umschlag von DENSECOAL

Infolge seiner rheologischen Eigenschaften kann DENSECOAL beim Transport ähnlich wie schweres Heizöl gehandhabt werden. Dadurch bieten sich diesem neuen Energieträger alle günstigen Voraussetzungen für einen Transport über große Entfernungen, wie sie seit langem für das Erdöl oder die Produkte aus Erdöl gegeben sind. Die Vorteile des Flüssigtransportes liegen vor allem in der Umweltfreundlichkeit beim Lagern und Umschlag in Häfen und beim Verbraucher.

Bei der Frage, wie eine gesamte Transportkette DENSECOAL aussehen kann, d.h. we letztlich zweckmäßigerweise die DENSECOAL hergestellt werden soll, muß unbedingt die Kostensituation beleuchtet werden.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß für die Herstellung von DENSECOAL chemische Additive benötigt werden. Es hat sich herausgestellt, daß gleiche Additive bei Kohlearten verschiedener Herkunft sehr unterschiedliche Wirkungen erzielen können.

Entscheidend für die Wahl eines Additivs ist der Preis. Dieser liegt je nach Substanz zwischen 2,- und 5,- DM pro kg 100%ige Substanz. Die Additivkosten stellen also einen beträchtlichen Faktor bei der Herstellung von DENSECOAL dar.

Die eigentlichen Betriebskosten einschließlich Kapitalkosten, jedoch ohne das Betriebsmittel Additiv, sind von untergeordneter Bedeutung und liegen beträchtlich unter den Kosten für die Additive. Verbleibt als weiterer wichtiger Faktor der Einstandspreis für die Kohle selbst.

Hier muß von einer sehr breiten Spanne bei den Förder- und Abgabepreisen für die sog. Kesselkohle, d.h. einer Kohle mit hohem Anteil an flüchtigen Bestandteilen für Verbrennungszwecke, ausgegangen werden. Der Kohlebergbau in Westeuropa mit seinen großen Förderteufen kann die Kohlegewinnung längst nicht so kostengünstig gestalten wie der Bergbau z.B. in Kanada, USA, UdSSR, V.R. China, Australien und Südafrika mit den günstigen oberflächennahen Kohlevorkommen, so daß trotz der großen Entfernungen und der damit verbundenen Transportbelastung die t Kohle frei Nordseehafen wesentlich preiswerter angeboten werden kann.

Diese Länder mit den niedrigen Gewinnungskosten für Kohle bieten sich als Standorte für Herstellungsanlagen von DENSECOAL an, zumal bei diesen weit entfernt gelegenen Ländern die Vorteile des Flüssigtransportes voll zum Tragen kommen. Erfahrungswerte von Transport von Öl oder anderen Flüssigprodukten könne hier übernommen werden.

Bei einer ausreichend großen Produktionsmenge von DENSECOAL an der Kohlenlagerstätte kann zum Transport zum Verschiffungshafen auch ein sehr kostengünstiger Pipelinetransport Verwendung finden.

Aus der Fülle der möglichen Varianten zeigt die Abbildung "Transportkette DENSE-COAL" nur einige wenige Möglichkeiten, wie DENSECOAL nach der Herstellung in Übersee sowohl zu den Verbrauchern im Lande selbst als auch nach der Verschiffung in Tankern zu den Abnehmern transportiert werden kann.

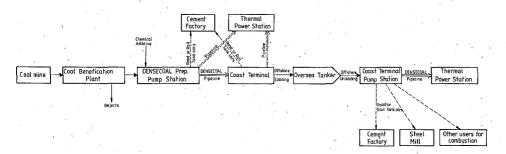


Bild IV.1: Transportkette DENSECOAL

Der Umschlag von DENSECOAL im Erzeugerland auf Tankschiffe kann wie beim Erdö erfolgen. Falls noch nicht vorhanden, können große Vorratstanks oder Lagerbecken die DENSECOAL bis zur Beladung auf die Schiffe stapeln.

Infolge der Stabilität der Kohle/Wasser-Suspensionen ist es nicht erforderlich, diese Vor ratsläger mit Rührwerkseinrichtungen zu versehen. Abzugspumpen mit großer Leistung kön nen dafür Sorge tragen, daß große Tankschiffe innerhalb kürzester Zeit beladen werden. Lan ge Liegezeiten in den Häfen, wie dies noch beim Schüttgut Kohle der Fall ist, werden dadurch vermieden, wodurch dazu beigetragen wird, die Frachtraten günstig zu gestalten.

Wenn davon ausgegangen wird, daß an den Ostküsten Kanadas, der USA und Australiens in deren Nähe große Kohlenlagerstätten vorhanden sind, geeignete Tiefwasserhäfen für Groß frachter nicht zur Verfügung stehen, die DENSECOAL jedoch über eine Außenpier oder bes ser noch offshore über ein "Single Point Mooring Buoy"-System auf Tankschiffe mit großei Kapazität gepumpt werden kann, dann werden sich diese Vorteile weiterhin zugunsten diesei Transportkette DENSECOAL auswirken. Die Single Point Mooring Bouy besteht aus einei Plattform im Tiefwasserbereich, die entweder schwimmend verankert oder feststehend ähn lich wie eine Bohrplattform aufgestellt werden kann.

Die Zufuhr der DENSECOAL erfolgt über eine auf dem Meeresboden verlegte Pipeline zur Plattform hin. Von hier aus wird die DENSECOAL dann ebenfalls über eine flexible Pipeline zu den in der Nähe festmachenden Tankern gepumpt.

Für den Überseetransort selbst können modifizierte Öltanker benutzt werden. An ausreichendem Tankervolumen dürfte derzeitig und auch in Zukunft kein Mangel bestehen, da eine enorm große Flotte von Tankern auf den zahlreichen Abstellplätzen der Weltmeere ir Wartestellung zur Verfügung steht.

Beim Löschen der Tanker im Empfängerland können entweder bestehende Einrichtunger für Erdöl mit benutzt oder ähnliche Systeme installiert werden. Auch hier kann eine Offshore-Entladung für einen schnellen Umschlag sorgen. Die große Menge DENSECOAL einer Tankerladung wird zweckmäßigerweise zunächst an die Küste in Tank-Farmen gestapelt, bevor die weitere Verteilung zu den Verbrauchern vorgenommen wird

Dies kann bei Großabnehmern, wie z.B. Kraftwerken, über eine kontinuierlich arbeitende Pipeline, sonst auch über Tankschiffe im Binnenschiffsverkehr oder über Tankfahrzeuge auf Schiene oder Straße geschehen. Dazu können ebenfalls die dem Brennstoffhandel zur Verfügung stehenden Transportkapazitäten mit herangezogen werden.

Es laufen Untersuchungen, ob stillgelegte Ölpipelines auch für den Transport von DENSE-COAL eingesetzt werden können. Ferner wird überlegt, ob in den nicht voll ausgelastener Ölpipelines wechselweise Öl und DENSECOAL gepumpt werden kann. Eine erste Ermittlung hat ergeben, daß Ölpipelines vom Druckaufwand her gesehen auch für den Transport vor DENSECOAL geeignet erscheinen, so daß allenfalls die Pumpstationen an das neue Fördermedium angepaßt werden müssen.

Bei den Endabnehmern, die ihre Wärmeerzeugung von schwerem Heizöl auf DENSE-COAL umstellen, können vorhandene Tankeinrichtungen für die Bevorratung weiter verwendet werden.

Bei der Lagerung von DENSECOAL in Kraftwerken oder bei anderen Verbrauchern, bei

denen von vornherein mit einer längeren Verweilzeit von mehreren Wochen oder Monaten zu rechnen ist, muß bei der Befüllung der Vorratsbehälter eine sehr geringe Menge eines Stabilisators zugemischt werden. Dieser bewirkt zwar auch eine Steigerung der Zähigkeit der DENSECOAL, die jedoch noch ein Verpumpen über kürzere Strecken und das Einbringen in den Feuerraum des Kessels gewährleistet.

Zur Vermeidung von Verdunstungsverlusten in offenen Behältern, Becken oder Tankfarmen wird der Oberflächenpegel durch eine ständige Flüssigkeitsschicht, die aus Öl oder aus Wasser bestehen kann, geschützt. Aus diesem Grund ist die Befüllung der Behälter von unten vorzunehmen. Die Abzugsförderpumpen können auch hier erforderlichenfalls wahlweise den Behälterinhalt umwälzen.

DENSECOAL kann ohne Entwässerung bzw. ohne weitere Vorbehandlung direkt verbrannt werden. Brenner, die bei der Verfeuerung von DENSECOAL eingesetzt werden, müssen mit erprobten Zündmechanismen gestartet und mit Hilfsmedien wie z.B. Zerstäuberluft, die auch bei Ölbrennern üblich sind, betrieben werden können. Zu berücksichtigen sind ferner die Verschleißeigenschaften der DENSECOAL, die durch Gehalt und Aufbau der Asche beeinflußt werden.

Der Schlüssel zur erfolgreichen Verbrennung von DENSECOAL liegt in der Entwicklung der Zerstäuber sowie in der Ermittlung der kohlespezifischen optimalen Verhältnisse zwischen DENSECOAL und Zerstäuberluft. Diesbezüglich wurden speziell in den USA intensive Untersuchungen durchgeführt.

Geeignet erweisen sich z.B. Düsen mit Y-Austrag, wobei die Spitzen der Düsen verschleißfest ausgelegt sein müssen.

Für die Zerstäubung der DENSECOAL ist ein minimales Luft-DENSECOAL-Verhältnis von ca. 1,18 erforderlich, um konstante Bedingungen zu gewährleisten. Die Kolloidbildung von DENSECOAL und Zerstäuberluft hat dagegen nur geringen Einfluß auf die Zerstäubung und kann vernachlässigt werden.

Zur Zündung von DENSECOAL wird eine Stützflamme mit Öl oder Gas benötigt, die nach ca. 15 Minuten abgeschaltet werden kann.

Vergleichende Untersuchungen zur Verbrennung von DENSECOAL und von Kohlenstaub der gleichen Einstandskohle ergaben, daß bei Kohlenstaub die wirksame Kohlenstoff-Umwandlung bei + 99% liegt, DENSECOAL dagegen zeigt Werte zwischen 97 und 99%.

Der thermische Wirkungsgrad bei DENSECOAL-Verbrennung liegt bei Abgastemperaturen von ca. 100°C um etwa 2,5% niedriger als bei Kohlenstaubfeuerung, dagegen sind die Emissionen von SO2 und NOx bei DENSECOAL-Feuerung erheblich niedriger.

Die Umrüstung von Ölkesseln auf DENSECOAL-Feuerung ist generell möglich, wobei primär der Aufbau und Aschegehalt der Kohle sowie die erzielbare Konzentration und Viskosität den erforderlichen Umrüstungsaufwand bestimmen.

### 4. Schlußbetrachtung

Bei der Herstellung von DENSECOAL gilt es, die technisch optimale und wirtschaftlich günstigste Zusammensetzung für DENSECOAL zu finden. Die Kosten für die Wärmeeinheit

am Ende des DENSECOAL-Prozesses entscheiden darüber, welches Herstellverfahren mit welchem Additiv eingesetzt werden muß.

Unter Umständen kann ein preiswerteres Additiv, welches zwar nicht die beste Wirkung erzielt, dennoch eine wirtschaftlichere Lösung darstellen.

Ob eine Kohle vor einer Densierung mittels Flotation auf geringere Asche- oder Schwefelgehalte aufbereitet werden soll, richtet sich ebenso nach der Verwendung der Suspension beim Endverbraucher wie der Zusatz von Stabilisatoren oder Methanol. Beim Transport und Umschlag von DENSECOAL kann auf bewährte Technologien zurückgegriffen werden, wobei die Vorteile des Flüssigtransportes gegenüber dem konventionellen Massenschüttguttransport voll zum Tragen kommen und eine günstige Wirtschaftlichkeit des gesamten Systems gewährleisten.

Mit dem Einsatz des Energieträgers Kohle in Form von DENSECOAL wird der Umweltfreundlichkeit im besonderen Maß Rechnung getragen.

# Abteilung II Seehäfen und Seeschiffahrtsstraßen

(für gewerbliche, Fischerei- und Freizeitschiffahrt)

### Thema 3

### Bauarbeiten an sandigen Küsten

Jüngste Entwicklungen und Erfahrungen auf dem Gebiet der Konzeption und Anwendung von Verfahren und Ausrüstungen für die Anreicherung von Stränden, einschließlich spezieller Maßnahmen auf beiden Seiten von Hafeneinfahrten, wie zum Beispiel Überleitungen (bypassing). Hierbei sollte folgenden Punkten besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden:

- auf Wahrscheinlichkeitsberechnungen beruhende Planungsverfahren:
- Risikoanalyse für die Durchführung:
- Messungen und Untersuchungen vor, während und nach der Durchführung;
- Bewertung ausgeführter Arbeiten (einschließlich Ausrüstung) im Verhältnis zur Bauplanung;
- Bewertung des Verhaltens durchgeführter Anreicherungen im Verhältnis zur Planung.

Küstenabschnitte haben oder erlangen Bedeutung für

- Abwehr seewärtiger Gefahren, einschließlich des Schutzes gegen Sturmfluten und Orkane;
- Erholungs- und Wohngebiete;
- Natur- und Landschaftsschutzgebiete;
- Umweltaspekte allgemeiner Art.

### Thema des Berichts

Sicherung des seewärtigen Inselsockels von Wangerooge durch flächenhafte Strandaufspülungen

#### Berichterstatter

Bauoberrat D. Mürdel, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nordwest, Aurich

#### Inhalt

1.	Situationsdarstellungen	124
2.	Flächenhafte Strandaufspülung als Mittel des Inselschutzes	124
3.	Bewertung	125

### Zusammenfassung

Anhand des Beispiels Wangerooge wurde auf die Bewährung einer flächenhaften Strandaufspülung als seeseitige Küstenschutzmaßnahme eingegangen. Besprochen werden eine Strandaufspülung von 1976 mit 350.000 m³ und eine von 1983 mit 700.000 m³ Auffüllmenge. Die begleitenden Messungen werden erläutert.

Es wird darauf hingewiesen, daß die vergleichbaren Erosionsraten pro Zeiteinheit sehr unterschiedlich sein können.

Sicherung des seeseitigen Inselsockels von Wangerooge durch flächenhafte Strandaufspülungen.

### 1. Situationsdarstellungen

Wangerooge ist die östlichste der Ostfriesischen Inseln. Sie wurde in den vergangenen Jahrzehnten infolge Brandungs- und Strömungseinflüssen stark umgestaltet und verlagerte sich insgesamt in südöstlicher Richtung, wobei sich der Westkopf der Insel seit dem 17. Jahrhundert um ca. 2 km nach Osten verschob. Bereits frühzeitig versuchte man, den Vorstrandabbau durch Buhnenbaumaßnahmen zu begegnen. Mit dem Rückgang des Vorstrandes folgte der Bau von Ufermauern und Deckwerken, letztere insbesondere in der Zeit nach 1962.

So wird heute die 8,5 km lange Insel von 23 Buhnen mit 7,4 km Gesamtlänge und von 5,2 km Deckwerken und Ufermauern gegen den seeseitigen Meeresangriff geschützt. Die Investitionskosten in den seeseitigen Inselschutz belaufen sich seit 1960 auf ca. 42 Mio. DM.

### 2. Flächenhafte Strandaufspülung als Mittel des Inselschutzes

Die o.a. Maßnahmen konnten den weiteren Abbau des Vorstrandes zwar verzögern, aber nicht verhindern. Die Buhnenböschungen mußten immer weiter in den Vorstrand hinein verlängert werden, so daß die Buhnen immer höher aus dem Vorstrand herausragten und dementsprechend seegangsmäßig belastet wurden.

Die Schäden nahmen insbesondere auch im Bereich der Ufermauern zu. Aus diesem Grunde wurde im Oktober 1976 erstmalig der Westkopf versuchsweise mit einer künstlichen Strandaufspülung versehen, indem in die Buhnenfelder zwischen den Buhnen "C" und "U" ca. 350.000 m³ Sand eingespült wurden. Der Sand wurde dem wattseitigen Inselbereich entnommen. Die Korngröße entsprach der des Vorstrandes (D 50 = 0,2 mm). Der Sand wurde mit einer bewußt flachgehaltenen Außenböschung von ca. 1:30 so eingespült, daß sich das Strandniveau unterhalb MThw hielt, um Kliffbrandungen zu vermeiden.

Durch den dem Vorstrand vorgelagerten Strandpriel, die sog. Strandbalje, wurde entsprechend den vorherrschenden Strömungsverhältnissen der Sand überwiegend in südwestliche Richtung verfrachtet.

Während erwartungsgemäß sich die künstliche Sandauffüllung anfänglich stark abbaute, zeigte diese im Laufe der Jahre abflachende Tendenz. Sie ist jedoch seit 1982 weitgehend aufgezehrt (Bild 3). Um erneuten Schäden an den passiven Inselschutzbauwerken entgegenzuwirken, wurde 1982 beschlossen, den Vorstrand mit einer Wiederholungsaufspülung zu versehen.

Um durch eine optimale Auffüllungsmenge in den einzelnen Buhnenfeldern eine anhaltend gleichmäßige Sandverteilung zu erreichen, wurden Sandwanderungsmessungen durchgeführt. Hierfür wurden in die Wasserwechselzone des Vorstrandbereichs Sandproben eingebracht, die mit lumineszierenden Farben gekennzeichnet wurden sowie in die Strandbalje Sandproben, die mittels des radioaktiven Nuklid-Chrom 51 (Halbwertszeit 28 Tage) schwach radioaktiv angereichert waren.

Ergänzt wurden die Untersuchungen durch Schwimmermessungen.

Das Ergebnis der Untersuchung zeigte, daß der sog. nasse Vorstrand-Bereich überwiegend durch nordwestlich gerichtete Wellenfronten beeinflußt wird, und sich daher der Sand der Brandungsströmung entsprechend nach Osten verlagert, während das in die Strandbalje verfrachtete Material nach Westen transportiert wird.

Strömung und Brandungsstrom wirken also entgegengesetzt, das zeigten auch die Schwimmermessungen. Dementsprechend wurde entschieden, den Schwerpunkt der Strandvorspülung in das Buhnenfeld "G" bis "C" zu legen, um zu erreichen, daß sich der Sand gleichzeitig nach beiden Seiten verteilt.

Aufgrund der vorliegenden Zeit-Weg-Linien wurde eine mittlere Erosionsrate von 9% pro Jahr ermittelt. Unter Berücksichtigung zwischenzeitlich aufgetretener Vorstrandverluste wurde die aufzuspülende Sandmenge mit 0,9 Mio. m³ festgelegt, damit die Strandauffüllung auch noch nach 5 Jahren eine entsprechende Schutzfunktion aufweist.

Entsprechend den Empfehlungen des Ausschusses Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. — Strandauffüllung als Küstenschutz — wurde der Überwasserbereich flach mit einer Spülfeldhöhe von i.M 30 cm über MThw und einer Außenböschung von 1:30 entsprechend der natürlichen Spülfeldneigung festgelegt. Die MThw-Linie, z.Z. am Fuß des Deckwerks liegend, sollte 100 bis 150 m seewärts verschoben werden.

Für die Entnahme des Sandes wurden drei verschiedene Entnahmeorte vorgesehen, die sich alternativ im wattseitigen Inselbereich, am Ostrand der westlichen Nachbarinsel Spiekeroog und im seeseitigen Riffbogenbereich befanden. Hier standen geeignete Sandkorngrößen an.

Die Maßnahme wurde im Frühjahr 1983 öffentlich ausgeschrieben. Der günstigste Bieter war eine Firma, die sich für die Entnahme des Sandes aus dem Riffbogen entschied, ca. 1,3 km nördlich der Buhne "C".

Die Arbeiten begannen Ende Juli 1983. Da die Entnahmestelle sehr seegangsexponiert war und nur eine Wassertiefe von ca. 3 m unter SKN aufwies, mußte die Firma einen leistungsfähigen Schneidkopfsauger einsetzen, um die ruhige Sommerwetterlage auszunutzen und die Arbeiten innerhalb von 5 Wochen zu beenden.

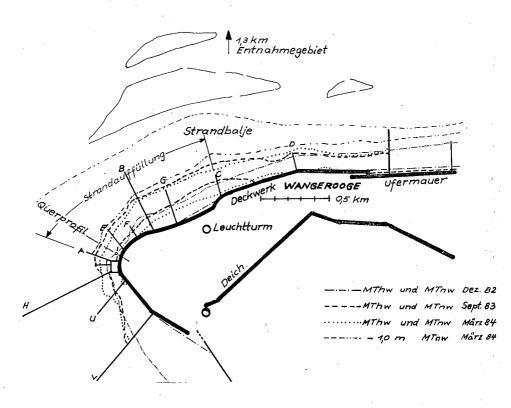
Eingesetzt wurde ein seegängiges Gerät von 7.500 kW installierter Leistung sowie einer Spülleistung von ca. 30.000 m³/ Tag. Der Sauger war über eine 250 m lange Schwimmrohrleitung an einem Übergangsponton als Übergabestation angeschlossen, der wiederum über eine Dükerleitung mit 80 cm Durchmesser mit dem Vorstrand verbunden war. Die max. Spülentfernung betrug 2,5 km.

### 3. Bewertung:

Die Wintermonate 1983/84 waren von wechselhaftem Wetter geprägt. Während der September und Oktober '83 unruhiges Wetter mit häufigen Starkwinden brachte, waren die

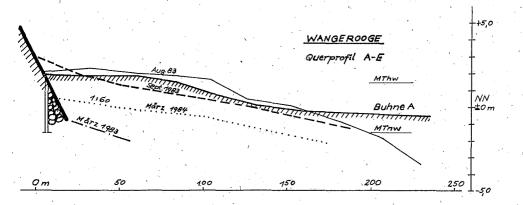
Monate November und Dezember vergleichsweise ruhig. Dafür brachte der Januar und die erste Hälfte Februar '84 vier Sturmfluten mit Wasserständen bis 1,50 m über MThw, wobei 14 x der Wasserstand höher als 0,75 m über MThw auflief. D.h., der Vorstrand wurde in einem Zeitraum von 6 Wochen 55 Stunden lang mit einem Wasserstand von 0,5 m über MThw, 18 Stunden mit einem Wasserstand von 1 m über MThw und 4 Stunden mit einem Wasserstand von 1,5 m MThw beaufschlagt. Die Sturmfluten hatten damit eine sehr hohe Verweildauer und führten zu einem sehr hohen Energieeintrag in den sog. "nassen" Vorstrand.

Dies verursachte eine starke Verlagerung der eingespülten Sandmassen. Wie erwartet, verteilten sie sich sehr stark nach West und Ost und füllten die angrenzenden nicht aufgespülten Buhnenbereiche (siehe Bild 1).



Besonders stark waren die Veränderungen in dem stets am stärksten belasteten Buhnenfeld "A" bis "E", dessen Achse in Seegangshauptrichtung Nordwest zeigt. Während sich bereits im ersten Monat die MThw-Linie um 50 m zurückverlagerte, war diese nach der Frühjahrsmessung März 1984 bereits ganz verschwunden. Die MTnw-Linie verlagerte sich in der Zeit von August 1983 bis März 1984 um 50 m zurück. Die Strandneigung verflachte sich im Spülfeld von 1:40 auf 1:60 und wandelte sich in ein sehr flaches, leicht gewölbtes Profil um (siehe Bild 2).

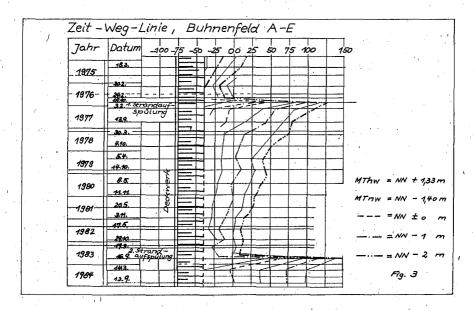
Der Sandabtrag im Bereich der MThw-Linie betrug in den Buhnenfeldern "A" bis "F" ca. 1 m, in den Buhnenfeldern "F" bis "C" ca. 0,5 m, bei einer Aufspülhöhe in diesem Bereich von 2 bis 3 m.



Die Sandverlagerung in o.g. Buhnenfeld führt zu Sandverlusten im Bereich oberhalb der MTnw-Linie bis zu 50%, zu den Randfeldern hin abnehmend. Im Mittel liegt der Abtrag zwischen den Buhnen "A" bis "G" bei 30%.

Diese Werte sind unerwartet hoch und betragen in etwa das 1,5fache der früheren Werte der Strandaufspülung von 1976 mit nur 350.000 m³ Aufspülmenge. Erfahrungsgemäß ist allerdings in den Sommermonaten mit einer Konsolidierung der Strandveränderungen zu rechnen, so daß die Sandverlagerungen abnehmen. Dies ist in der Tat der Fall, wie aus Fig. 3 zu ersehen ist.

Es stellt sich hier die Frage, ob bei einem sehr stark erodierten Vorstrandbereich, wie dem des Buhnenfeldes "A" bis "E", wo die Niedrigwasser-Linie um 150 m nach vorn geschoben wurde und sich vor der Aufspülung eine steile natürliche Strandneigung von 1:25 eingstellt hatte, eine geringere Einspülmenge auch einer geringeren Vorstrandveränderung unterworfen worden wäre, als in vorliegendem Fall beobachtet.



Die Zeit eines halben Jahres ist kurz, um eine Strandaufspülung beurteilen zu können. Festzustellen ist jedoch, daß die Strandaufspülung die Buhnen in den Sturmfluten Januar/Februar 1984 vor größeren Schäden bewahrt hat. Die kommenden Jahre werden zeigen, ob sich die Erwartungen an die Strandauffüllung auseh wieder erfüllen werden, indem die Strandauffüllung ausreichend lange zum Schutz der bestehenden Inselschutzwerke wirksam sein wird. Es deutet sich jetzt allerdings schon an, daß die Erosionsraten vergleichbarer Strandaufspülungen und damit der Zeitraum ihrer Wirksamkeit sehr unterschiedlich sein kann, entsprechend den jährlichen Verweilzeiten von Strumflutwasserständen über der Strandaufspülung und dem entsprechenden Energieeintrag an den Vorstrand (siehe Bild 3).

Die weitere Entwicklung des Vorstrandes wird durch regelmäßige Peilungen und Vorstrandnivellements intensiv beobachtet, um für eine spätere Wiederholungsaufspülung gesicherte Entwurfsdaten zu haben. Eine abschließbare Bewertung ist einem späteren Bericht vorbehalten.

# Deutsche Beiträge zum Buch "Hundert Jahre Internationaler Ständiger Verband für Schiffahrtskongresse"

### Thema:

"Entwicklungen im Bau von Schleusen mit geringer Hubhöhe bis zu Bauwerken zur Überwindung größerer Gefällstufen".

Dipl.-Ing. Hans Donau, Baudirektor, Wasser- und Schiffahrtsdirektion Südwest, Mainz Dipl.-Ing. Dierk Schröder, Baudirektor, Bundesministerium für Verkehr, Bonn Dipl.-Ing. Hans Peter Tzschucke, Baudirektor, Neubauamt Oberrhein, Rastatt

### 1. Einleitung

Den Bauwerken zur Überwindung von Gefällstufen kommt bei dem Ausbau der natürlichen Gewässer zu Schiffahrtswegen oder der Anlage von Kanälen eine entscheidende Bedeutung zu. Nicht zu Unrecht sind daher die Schleusen als die "Brücken des Wasserstraßenverkehrs" bezeichnet worden. Diese Bedeutung kommt auch darin zum Ausdruck, daß von wenigen Ausnahmen abgesehen — sich bisher alle Internationalen Schiffahrtskongresse mit den Schleusen, senkrechten Schiffshebewerken, Schrägaufzügen sowie den sonstigen Möglichkeiten zur Überwindung dieser Gefällstufen beschäftigt haben. Dabei wurden nicht nur die vielfältigen baulichen und konstruktiven Probleme, sondern auch die betrieblichen und wirtschaftlichen Aspekte eingehend erörtert. Wie auf anderen Gebieten, so hat auch der Bau von Schleusen und Schiffshebewerken in den vergangenen 100 Jahren einen derart stürmischen Entwicklungsprozeß durchgemacht, daß es unmöglich ist, ihn im Rahmen der nachfolgenden Ausführungen auch nur annähernd nachzuvollziehen. Es wird deshalb versucht, hier anhand einiger Beispiele diese Entwicklungen und die Bedeutung, die den Internationalen Schiffahrtskongressen dabei zukommt, zu beleuchten. Zur Information über Einzelfragen und für die ausführliche Beschreibung der bisher ausgeführten richtungsweisenden Anlagen zur Überwindung von Gefällstufen sei dem Leser das Studium der Einzelberichte zu den bisherigen 25 Schiffahrtskongressen [1] sowie der sonstigen von der "Association Internationale Permanente des Congrés de Navigation' (AIPCN) herausgegebenen Veröffentlichungen empfohlen.

Dieses Vorgehen erscheint gerechtfertigt, da es die von der AIPCN eingesetzte "Commission Internationale pour l'étude des écluses, élévateurs de bateaux, cales seches et barrages en rivière" übernommen hat, den derzeitigen Stand der Technik auf diesem Gebiet umfassend darzustellen und in Kürze ihre Ausarbeitung über die Schleusen veröffentlichen wird [3].

### 2. Entwicklungen vor Beginn der Internationalen Schiffahrtskongresse

Die Geschichte des Schleusenbaus kann als Geschichte des Wasserstraßenbaus schlechthin angesehen werden. Daher zeigen sich auch in der Binnenschiffahrt unterschiedliche Entwicklungen in der Zeit vor und der Zeit nach der Erfindung der Kammerschleuse. Die schleusenlosen Kanäle litten nicht nur unter wechselnden Wasserständen, sondern auch unter der Strömung, die sich infolge unterschiedlicher Wasserführung in den verbundenen natürlichen Was-

serläufen entwickelte. Erst die Kammerschleuse ermöglichte einen Zusammenschluß von Stromgebieten über dazwischenliegende Wasserscheiden hinweg. In der konstruktiven Gestaltung der Schleusen kommt der jeweilige Stand der Technik zum Ausdruck. Die Abmessungen hingegen spiegeln im wesentlichen den Umfang des Güterverkehrs wider.

Ort und Zeitpunkt der eigentlichen Erfindung der Kammerschleuse liegen im Dunkeln, was wohl mit darauf zurückgeführt werden kann, daß sie sich wohl allmählich aus den sogenannten "Stauschleusen" mit nur einem Verschluß am Unterhaupt entwickelt haben und auch der Begriff "Schleuse" in den verschiedenen Gegenden und Epochen unterschiedliche Bedeutung besaß. Die älteste, genau nachweisbare Kammerschleuse wurde 1439 bei Viarenna im Naviglio Grande von den Ingenieuren Filipino da Modena und Fioravante da Bologna erbaut. Kurz darauf gab 1450 Leon Battista Alberti in seinem Werk "De re aedificatoria Libri X" die erste Beschreibung einer Kammerschleuse. Leonardo da Vinci, dem oft aufgrund der detaillierten Darstellungen in seinen Skizzenbüchern die Erfindung der Kammerschleuse zugeschrieben wird, gab 1497 auf seinen Zeichnungen sowohl einflügelige Drehtore als auch Stemmtore wieder, die als seine Erfindung angesehen werden können. Diese Tore enthielten sich um eine vertikale Achse drehende Klappen zum Füllen und Leeren der Kammer. Als erste Kesselschleuse im norddeutschen Raum ist die 1480 erbaute Palmschleuse bei Lauenburg an der Elbe im Zuge des seit 1398 mit 17 Stauschleusen existierenden Stecknitz-Kanals anzusehen, die bei einem Umbau 1724 ihr heutiges Aussehen erhielt (Abb. 1).

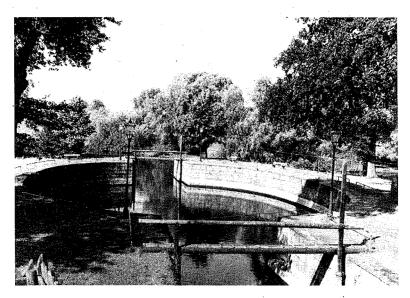


Abb. 1: Palmschleuse bei Lauenburg/ Elbe

Als weitere Meilensteine des Schleusenbaus seien an dieser Stelle noch erwähnt:

- 1560 Saaleschleusen Bernburg und Calbe mit hölzernen Wänden und hölzernen Hubtoren, die gleichzeitig zum Füllen und Leeren der Kammern dienten,
- 1561 Kanal von Willebroeck zum Anschluß von Brüssel ans Meer mit 4 Kammerschleusen,
- 1642 Kanal von Briare mit 43 Schleusen auf 59 km Länge zwischen Seine und Loire; erster heute noch in Betrieb befindlicher Scheitelkanal mit Kammerschleusen,
- 1643 Sparschleuse (Fallhöhe 6,5 m) von Boesinghe im Kanal von Ypern mit 2 Seitenbecken und Torumläufen,

- 1682 Kanal du Midi von der Garonne zum Mittelmeer mit 99 Schleusen auf 240 km Länge,
- 1750 Versuch der schwedischen Ingenieure Polhelm und Elvius, zur Überwindung des rd. 34 m hohen Trollhättan-Falles 3 Schachtschleusen zu bauen,
- 1774 Bromberger Kanal von der Brahe zur Weichsel mit 9 Schleusen auf 25 km Länge; in Bromberg Bau einer "Sackschleuse", d.h. einer Schleuse, bei der Ober- und Unterhaupt nebeneinander liegen, um zwei Wasserstraßen unter einem spitzen Winkel miteinander zu verbinden,
- 1822 Ersatz hölzerner Schleusentore durch gußeiserne Tore am Klodnitz-Kanal,
- 1840 Kuppelschleusen in der Lahn bei Weilburg und im Ems-Kanal bei Meppen,
- 1845 Ludwig-Donau-Main-Kanal mit 100 Schleusen auf 172 km Länge (Abb. 2),
- 1856 Kanal von Saima (Finnland) mit 28 Schleusen auf 60 km Länge, darunter 5 doppelte Kuppelschleusen,
- 1862 erste Verwendung von Klapptoren an den Schleusen des Erie-Kanals (USA).
- 1880 erste Verwendung von Rohr- oder Zylinderschützen an der Burgwerder Schleuse in Breslau.
- 1887 Ems-Jade-Kanal mit Weichenschleuse bei Emden (Abb. 3),
- 1889 Schachtschleuse (Fallhöhe 9,92 m) bei La Vilette im Kanal von St. Denis; erste Zwillingsschleuse mit Sparbecken.

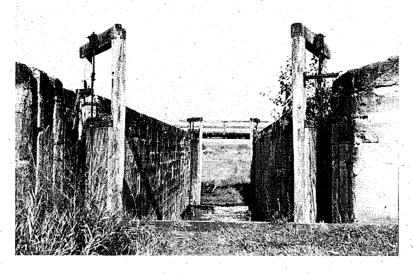


Abb. 2: Schleuse im Ludwig-Donau-Main-Kanal

Die älteste Art der Überwindung von Gefällstufen überhaupt ist die auf geneigter Ebene. Längsgeneigte Ebenen sind in der einfachsten Form schon um das Jahr 1000 v. Chr. an chinesischen Kanälen, und zwar mit Trockenförderung auf einer aus Bohlen hergestellten Rutschbahn, bekannt. Bei größerem Schiffskörper setzte man später den Kahn auf einen mit Rädern versehenen Wagen, der eine gesicherte Führung durch Schienen erhielt. Ein eindrucksvolles Beispiel hierfür ist die von Nicolas Grollier de Servière beschriebene längsgeneigte Ebene aus dem 17. Jahrhundert (Abb. 4).

1788 wurden in Großbritannien die ersten zwei längsgeneigten Ebenen mit Trockenförderung zur Überwindung von Fallhöhen von 22 bzw. 63 m erbaut. Hier konnten jedoch nur sehr

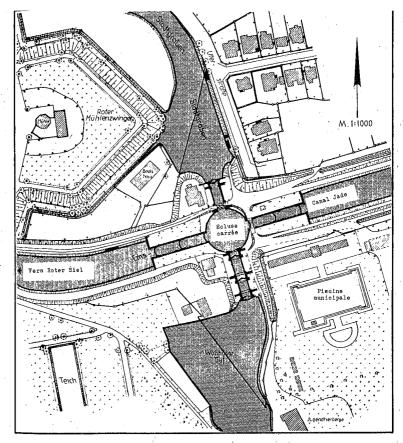


Abb. 3: Weichenschleuse (Kesselschleuse) im Ems-Jade-Kanal bei Emden



Abb. 4: (Text wie Bildunterschrift)

kleine Fahrzeuge von 5 bis 10 t befördert werden. Eine weitere geneigte Ebene entstand 1825 bis 1832 am Morris-Kanal (USA) mit Neigung von 1:10 und zwei hintereinander liegenden Fallhöhen von 11,0 und 30,4 m zur Beförderung von 35 t-Schiffen. Am Elbing-Oberländischen Kanal (Ostpreußen) wurden 1845 bis 1860 insgesamt fünf hintereinander liegende 1:12 geneigte Ebenen gebaut. Auf den sich als Gegenlast ausgleichenden Schiffswagen konnten 50 t-Schiffe die Fallhöhen von 13,0 m bis 25,0 m überwinden. Die erste geneigte Ebene mit Naßförderung wurde 1842 im Chard-Kanal (Großbritannien) in Betrieb genommen.

Das erste Senkrechthebewerk mit Naßförderung ist 1838 als Gegengewichtshebewerk im Grand-Western-Canal (Großbritannien) nach einem Entwurf, der bereits 1796 aufgestellt wurde, in Betrieb genommen worden. Das 1875 fertiggestellte Hebewerk in Anderton (Großbritannien) ist das erste nach einem Vorschlag von Edwin Clark erbaute Druckwasserhebewerk, das Vorbild war für zahlreiche weitere Anlagen dieses Typs. Das erste Hebewerk mit dem von Jebens 1887 aufgestellten und 1892 von Prüsmann weiterentwickelten Konstruktionsprinzip des Gewichtsausgleichs durch Schwimmer wurde in Henrichenburg (Deutschland) als Fünfschwimmerhebewerk 1899 in Betrieb genommen.

Zum Zeitpunkt des ersten Internationalen Binnenschiffahrtskongresses 1885 lagen also bereits die vielfältigsten Entwicklungen zur Überwindung von Fallhöhen vor. Dabei sind die Entwicklungen in den einzelnen Ländern aufgrund der jeweiligen topographischen Gegebenheiten und der Erfahrungen mit den verschiedenen Bauarten recht unterschiedlich verlaufen, was auch in den Berichten und Erörterungen auf den ersten Kongressen zum Ausdruck kommt.

# 3. Behandlung der Schleusen von geringer Fallhöhe bis zu den Anlagen zur Überwindung großer Höhen auf den Internationalen Schiffahrtskongressen

Bei der Durchsicht der Fragen und Mitteilungen sowie der zugehörigen Beschlüsse zeigt sich, daß bei den ersten Schiffahrtskongressen die generelle Erörterung der verschiedenen Lösungsmöglichkeiten zur Überwindung von Gefällstufen im Vordergrund stand. Die dabei vorgetragenen weitblickenden und ideenreichen Überlegungen verdienen — auch wenn sie nicht in allen Fällen realisiert wurden — als Ingenieurleistungen noch heute unsere volle Anerkennung. In neuerer Zeit nimmt die Behandlung von Detailproblemen, besonders für Maßnahmen zur Leistungssteigerung sowie für die Erhöhung der Sicherheit beim Betrieb der Anlagen, einen immer weiteren Raum ein. Zu allen Zeiten spielte aber entsprechend dem Grundgedanken der Schiffahrtskongresse der Austausch von Erkenntnissen und Erfahrungen bei ausgeführten Anlagen in den Berichten und bei der Diskussion auf den Kongressen eine große Rolle und fand seinen Niederschlag in den jeweiligen Beschlüssen.

Die Entwicklung der technischen Möglichkeiten des Tiefbaus sowie des Stahlwasserbaus und Maschinenbaus in den vergangenen 100 Jahren spiegelt sich anschaulich in den Beschlüssen über die verschiedenen Systeme zur Überwindung der Gefällstufen wider. Hiermit zusammenhängend hat auch, wie die nachfolgenden Zitate zeigen werden, die Ansicht, was als "große Höhe" anzusehen sei, eine Wandlung durchgemacht.

Auf dem I. Kongreß 1885 heißt es über die, Vorzüge der verschiedenen Schleusensysteme'' (Frage 9a):

"Der Kongreß ist der Ansicht:

1. daß die Einfachheit des Baues, die lange Erfahrung, die für ihre Verwendung spricht, ihre

lich die Möglichkeit, sie auch dann noch zu gebrauchen, wenn sie schon ein gewisses Alter erreicht haben, unbestreitbare Vorzüge der Kammerschleusen sind;

- 2. daß man zu den mechanischen Hilfsmitteln nur mit viel Zurückhaltung greifen sollte, und zwar aus folgenden Gründen:
- 1. Die mechanischen Apparate sind noch nicht erprobt, wenigstens nicht für Schiffe von 250 bis 300 t.
- 2. Bei den Hebewerken insbesondere scheinen die Schwierigkeiten des Baues die Grenze der Mittel zu erreichen, über die Industrie gegenwärtig verfügt. In dieser Hinsicht sind wohl die geneigten Ebenen vorzuziehen, und es wäre interessant, wenn sie für die Schiffe von 250 bis 300 t angewendet würden.
- 3. Die Dauerhaftigkeit dieser Apparate ist noch unbekannt.
- 4. Ihre Handhabung erfordert ein besonderes Personal, das schwer zu überwachen und zu ergänzen ist.
- 5. Die geringste Beschädigung kann die Schiffahrt völlig zum Stillstand bringen.
- 6. Was die Vermehrung des Verkehrsumfanges betrifft, so wird der Vorteil, den die mechanischen Mittel gegenüber den Schleusentreppen besitzen, wesentlich abgeschwächt, wenn man zu zwei Reihen von Schleusen greift, die mit der Breitseite nebeneinander liegen."

und über den "größten zulässigen Schleusenfall" (Frage 9b):

"Der Kongreß ist der Meinung, daß die größte Fallhöhe in jedem Einzelfall durch die Natur des Bodens bestimmt wird, auf den man die Schleuse gründet. Für einen Untergrund, in den Einsickerungen zu befürchten sind, konnten Fallhöhen von 1,50 m bis 2,20 m in Holland ohne Schaden zugelassen werden. Bei anderen Geländearten haben Fallhöhen von mehr als 5 m, wie sie in Frankreich erreicht wurden, keine Unzuträglichkeiten ergeben, wenn der Wasserzufluß genügend war."

Der IX. Kongreß 1902 hat bei dem Thema "Überwindung großer Höhen" (1. Abteilung, Frage 1) entsprechend dem Vortrag des Generalberichterstatters von der Empfehlung einer bestimmten Lösung abgesehen, "da die Wahl der Mittel in jedem einzelnen Fall den örtlichen Verhältnissen angepaßt werden müsse und im übrigen der Wettbewerb der verschiedenen Systeme in der Praxis zu erfolgen hat", und als Leitsätze beschlossen:

- ,,1. Die Kammerschleusen bleiben die einfachsten und dauerhaftesten Einrichtungen zur Überwindung des Gefälles der Kanäle. Die Sparbecken ermöglichen eine beträchtliche Verminderung des Betriebswassers, ohne dabei die Schleusungsdauer übermäßig zu verlängern. Die Bestrebungen zur weiteren Verminderung des Betriebswassers sind zu fördern.
- 2. Bei außergewöhnlichen, auf kurzer Länge zu überwindenden Höhenunterschieden bilden doppelte Schleusentreppen ein geeignetes Mittel zur Bewältigung eines großen Verkehrs, sobald reichliche Wassermengen zur Verfügung stehen. Bei Wassermangel bilden lotrechte Hebewerke eine durch die Erfahrung bewährte Einrichtung.
- 3. Geneigte Ebenen wurden bis jetzt nur für kleine Schiffe angewendet, es sind aber äußerst sinnreiche Vorschläge für geneigte Ebenen zur Beförderung großer Schiffe gemacht worden. Der Kongreß empfiehlt, eine derartige geneigte Ebene sobald als möglich auszuführen und in Betrieb zu setzen."

Dem X. Kongreß 1905 lagen bei der Behandlung der "Systeme, die zum Ausgleich der großen Höhenunterschiede zwischen den Kanalhaltungen geeignet sind" (1. Abteilung, Frage 3) neben anderem, sehr umfangreichem Material die Ergebnisse eines 1903 von Österreich ver-

anstancten wettoeweros vor, bei dem für die Uberwindung eines Höhenunterschiedes von 37 m nahezu 200 Entwürfe eingereicht wurden. Der Kongreß empfahl:

"Die Kammerschleusen bleiben die einfachsten und kräftigsten Maschinen zur Überwindung der Gefälle von Kanälen. Die Sparbassins ermöglichen, den Wasserverbrauch der Kammerschleusen bedeutend zu vermindern, ohne die Dauer der Schleusungen zu sehr zu verlängern. Es erscheint angebracht, die Studien und Versuche, die den Zweck verfolgen, noch mehr diese Dauer und den Wasserverbrauch zu verringern, zu unterstützen; wenn der Wasserzufluß mangelhaft ist, so stellen die vertikalen Hebewerke eine Lösung dar, die praktisch erprobt ist. Der Wiener Wettbewerb ließ eine große Anzahl interessanter Ideen entstehen. Der Kongreß legt den größten Wert darauf, daß eine Anwendung im großen der Erfahrung, die allein als letzter Richter gelten kann, ermöglicht, sich über den praktischen Wert dieser Ideen auszusprechen, wobei die Durchgangsschnelligkeit der Schiffe, die Verkehrsdichte der Kanäle sowie die Sicherheit, die Regelmäßigkeit und die Wirtschaftlichkeit des Betriebes zu berücksichtigen sind."

Der XVII. Kongreß 1949 kommt bei der Erörterung der "Möglichkeiten zur Überwindung großer Fallhöhen" (1. Abteilung, Frage 2), nachdem von zwischenzeitlichen Kongressen wiederholt eine erneute Behandlung dieses Themas angeregt worden war, zu folgenden Schlußfolgerungen:

- "1. Für nicht außergewöhnliche Höhenunterschiede sind Hebewerke und Schrägaufzüge gegenüber Schleusen nur dann zu empfehlen und vorzuziehen, wenn es darum geht, großes Gefälle zu überwinden oder Wasser einzusparen.
- 2. Dort wo der Höhenunterschied auf einer kleinen Strecke beträchtlich ist, und besonders wenn nur beschränkt Wasser zur Verfügung steht, ist es wahrscheinlich, daß die Hebewerke oder die Schrägaufzüge wirtschaftlicher sind und es ermöglichen, im Falle eines starken Verkehrs bei der Durchfahrt Zeit zu gewinnen.
- 3. Wenn die Wahl auf Hebewerke und Schrägaufzüge beschränkt ist, sind die ersteren bei Schiffen mit größerer Tonnage vorzuziehen.
- 4. Man erreicht eine große Wassereinsparung bei Hebewerken und Schrägaufzügen gegenüber Schleusen, selbst wenn das Wasser als Überlast für den nach unten fahrenden Trog dient."

Auf dem XIX. Kongreß 1957 wurden diese Empfehlungen durch folgende Zusammenfassung (1. Abteilung, Mitteilung 1) ergänzt:

- ,,1. The adoption of a lock or a lift depends on soil conditions, on the availability of water and on the requierements of navigation, irrigation and power generation.
- 2. It is always desirable to test on models alternative features of locks or lifts ensure smooth hydraulic and mechanical operation.
- 3. The number of steps should be as few as possible.
- 4. As the height increases, the capital cost of locks increases faster than that of lifts.
- 5. For a height of over 30 metres the advantage lies generally with lifts.
- 5. There is no practical limit to the height of lifts."

Der XXI. Kongreß 1965 hat letztmalig den Fragenkomplex der "Bauwerke zur Überwintung großer Fallhöhen" (1. Abteilung, Frage 2) in geschlossener Form mit folgenden Emplehlungen behandelt, die im wesentlichen auch heute nach 20 Jahren noch ihre Gültigkeit behalten haben:

,,1. With regard to the shortened time of travel of vessels and to the multi-purpose utilization of water, the heads to be overcome by navigation structures are increasing more and more.

- 2. Taking into account the technical development, we can distinguish among the navigatior structures, low head structures up to 10 m very high head structures above 40 m. At present the conventional type of low lift navigation structure is a lock, and for very high-head navigation structures a ship-lift. For intermediate lift navigation structures, technical and economical factores determine the choise between the two types of structures.
- 3. As there are only a few ship-lifts in operation at present, it seems untimely to formulate any recommendations on different construction problems of ship-lifts. Consequently it is advisable to maske studies particularly on the following problems:
- a) lifting of vessels with or without water;
- b) arrangements to provide for large waterlevel fluctuations in the connecting pools;
- c) permissible speeds and acceleration limits for operation of different types of ship-lifts;
- d) mechanisation for manoeuvring vessels into the chamber and their mooring;
- e) special arrangements necessary for vessels to enter and leave the chambers; f) the different types of mechanical equipment for the movement of ship-lifts;
- g) the arrangements for ship-lift operation at low air temperatures:
- h) safety measures to be taken.

These problems could be included in the agenda of the next Congress when studies and data of structures are available for new papers.

4. With a view to a better mutual understanding of investigations being carried out and with the aim of solving the most important problems connected with designing and constructing ship-lifts, it is desirable that P.I.A.N.C. should set up an International Commission to deal with ship-lift design."

Basierte die Empfehlung für die wünschenswerten Schleusenabmessungen auf dem I. Kongreß 1885 (Frage 4) noch auf den seinerzeit auf den französischen Binnenwasserstraßen überwiegend vorhandenen Verhältnissen, so sprach sich der II. Kongreß 1886 (Frage 2) bereits im Hinblick auf die Einsatzmöglichkeit von Dampfschiffen für

Drempeltiefen von 2,50 m lichte Weiten von 7,00 m nutzbare Längen von 57,50 m auf Kanälen und kanalisierten Flüssen aus.

Wenngleich diese Frage durch die Klasseneinteilung der europäischen Wasserstraßen (Abb. 5) seit 1954 als geregelt angesehen werden konnte, wurde sie im Zusammenhang mit der zwischenzeitlich starken Zunahme der Schubschiffahrt auf dem XX. Kongreß 1961 (1. Abteilung, Frage 4) erneut aufgegriffen, und der XXI. Kongreß 1965 (1. Abteilung, Frage 3, Absatz 3) kam zu folgendem Schluß:

"It has been found that push tows need very little clearance when entering locks. A clearance of a few metres lengthwise has proved sufficient. The clearance in width should be a function of the width of the lock. For the standardized locks 12 m wide the clearance could be 0,50 m on either side of the push tow. If the push tows enter locks very carefully, which evidently might cause some delay, this last clearance might even be reduced to about 0,30 m."

Aber nicht nur mit diesen grundsätzlichen Fragen haben sich die Schiffahrtskongresse befaßt, sondern sie haben auch ihr Augenmerk auf Detailprobleme gerichtet und im Rahmen von mehr als 17 Themen im Verlauf der bisherigen Kongresse wertvolle Hinweise und Empfehlungen entsprechend den jeweiligen technischen Möglichkeiten und betrieblichen Notwendigkeiten gegeben. In diesem Zusammenhang sind besonders der XIII. Kongreß 1923 (1. Abteilung, Frage 2), der XV. Kongreß 1931 (1. Abteilung, Frage 3), der XX. Kongreß 1961 sowie der XXII. Kongreß 1969 (1. Abteilung, Fragen 2 und 3) hervorzuheben, deren umfangreiche, richtungsweisende Beschlüsse hier wiederzugeben, leider in Anbetracht des knappen

### Abb. 5: Zuordnung von Schiffsgrößen zu Wasserstraßenklassen

<sup>1)</sup> Die zulässigen Abmessungen (Länge und Breite) der Fahrzeuge und Verbände sind für die einzelnen Wasserstraßen durch Polizeiverordnungen festgelegt.

<sup>2)</sup> Die zulässige Abladetiefe ist bei staugeregelten Flüssen und Kanäten im allgemeinen ebenfalls durch Polizeiverordnungen festgelegt, im übrigen richtet sie sich nach den jeweiligen hydrologischen Verhältnissen.

<sup>3)</sup> Die Schubboote sind nicht genormt. Für die Gesamtlänge der Schubverbände können daher nur Richtmaße angegeben werden.

verfügbaren Raumes nicht möglich ist. Hier wurden hauptsächlich die Schleusentore, die bereits Gegenstand eines eigenen Themas auf dem VII. Kongreß 1898 (2. Abteilung, Frage 2 waren, die Füll- und Entleerungseinrichtungen mit ihren zugehörigen Verschlußorganen, die Gestaltung der Vorhäfen und Anordnung von Leitmolen — besonders zur leichteren Einfahr von Schubverbänden — sowie Schleusenausrüstungen, die zu einer Erhöhung der Sicherhei des Betriebes und Beschleunigung der Schleusung beitragen können, behandelt.

Die Tatsache, daß seit 1969 auf jedem Kongreß die Fragen der Automatisierung des Betrie bes und die Anwendungsmöglichkeiten der Elektronik behandelt wurden, macht die rasche technische Entwicklung gerade auf diesem Sektor deutlich, deren Ende sich heute noch ganicht erahnen läßt. Da es auch künftig Aufgabe und Ziel der Schiffahrtskongresse bleiber muß, Entwicklungstendenzen auch auf dem Sektor des Baus und Betriebs von Anlagen zur Überwindung von Gefällstufen frühzeitig zu erkennen und richtungsweisend zu beeinflussen sei in diesem Sinne abschließend auszugsweise die Empfehlung des XXV. Kongresses 1981 (1. Abteilung, Frage 2) wiedergegeben:

"Ständige Forschung auf allen Sektoren des Systems der Wasserstraßen ist erforderlich, un mit der steigenden Nachfrage Schritt halten zu können. Die Übermittlung von Forschungs vorhaben an das Ständige Technische Komitee des Verbandes würde Doppelarbeit verhinderr und sicherstellen, daß über durchgeführte Forschungsprojekte von allgemeinem Interesse im Verbands-Bulletin oder in gleichartigen Schriften berichtet würde."

### 4. Entwicklung im Schleusenbau

So vielfältig sich die Bauformen der Schiffe über Jahrhunderte entwickelten, so vielfältig waren auch die Formen und Abmessungen der Schleusen, wobei hier zunächst die nutzbark Kammerfläche betrachtet wird. Wie auch heute noch, bestimmten primär die Schiffstyper (Abb. 5) die Schleusenabmessungen. Daneben begrenzten die technischen Möglichkeiten die Breite der Torkonstruktionen und damit die Breite des zu schleusenden Schiffes.

Noch heute sind selbst im nationalen Bereich und sogar innerhalb einer Wasserstraßt Schleusen mit unterschiedlichsten Abmessungen anzutreffen. Schließlich entwickelte sich für zeuropäische Wasserstraßen, vor allem an Kanälen und vielen staugeregelten Flüssen, die heute übliche Kammerbreite von 12 m, an größeren Flüssen, wie z.B. Rhein, Donau und Elbe auch bis 24 m.

Hinsichtlich der Länge der Schleusenkammern ist es auch heute noch wesentlich schwieriger, eine Vereinheitlichung zu erkennen. Die Ursache hierfür liegt, abgesehen von historischen Entwicklungen, oft darin, daß auch für Schleusen innerhalb einer Wasserstraße nicht die gleiche Leistungsfähigkeit zu fordern ist. Diese wird jedoch von der Schleusenlänge erheblich beeinflußt. Von mindestens gleichrangigem Einfluß auf die Leistungsfähigkeit ist die weiter unten erwähnte Drempeltiefe, die jedoch innerhalb einer Wasserstraße nicht variiert werden sollte. Für die europäische Wasserstraßenklasse IV werden jedoch überwiegend Schleuser mit einer nutzbaren Kammerlänge von 190 m gebaut, so daß sie von Schubverbänden mit zwe Leichtern des Types "Europa II" genutzt werden können. Neben Schleusenbreite und -länge wird auch die Drempeltiefe von den Schiffsabmessungen bestimmt. Hier ging die Entwicklung in Richtung einer Vergrößerung der Wassertiefe zwischen Schiffsunterkante und Kammersohle. Hierdurch wird der Einfahrwiderstand erheblich vermindert, weil unter dem Schiff eine größere Querschnittsfläche für den Rückstrom des verdrängten Wassers vorhanden ist. Dies ist bei Schiffen, die die Schleusenbreite sehr weitgehend nutzen, von besonderer Bedeutung. Beispielsweise verbleibt bei Einfahrt eines Schubverbandes "Europa II"

mit 11,40 m Breite bei einer Kammerbreite von 12 m nur ein seitlicher Zwischenraum von insgesamt 0,60 m (vgl. den unter Abschnitt 3 zitierten Beschluß des XXI. Kongresses 1965 (1. Abteilung, Frage 3).

Parallel zu dieser Entwicklung vollzog sich eine stetige Vergrößerung der Fallhöhen der Schleusen. Hieraus folgt zunächst für eine vorgesehene Ausbaustrecke die Verringerung der Anzahl der Staustufen und damit die Verlängerung der einzelnen Haltungen. Die Geschichte des z.Z. laufenden Ausbaus der Saar zwischen Saarbrücken und der Mosel auf rd. 90 km Länge bei einer Höhendifferenz von 55 m beweist dies beispielhaft:

,	Entwurfsjahr		Anzahl der Staustufen	Abmessungen der Schleusen	
					(m)
	1903		20		85 x 10,6
	1921		9	• 1	110 x 12
٠.	1971		8		190 x 12
	1974*)		6		190 x 12

<sup>\*)</sup> liegt der Ausführung zugrunde.

Ein weiteres Beispiel für diese Entwicklung bildet die Schleusengruppe Münster am Dortmund-Ems-Kanal.

Diese Entwicklung ist sowohl aus der Sicht der Schiffahrt als auch des Betriebes zu begrüßen, weil hiermit die Leistungsfähigkeit der Wasserstraße erhöht wird bei gleichzeitiger Senkung der Kosten.

Die heute möglichen großen Fallhöhen von Schleusen wurden nur realisierbar durch die in den vergangenen 100 Jahren vollzogene technische Entwicklung, vor allem in den Bereichen des konstruktiven Ingenieurbaus sowie der Hydraulik und des wasserbaulichen Versuchswesens. Von der Schleuse in Mauerwerksbauweise, deren Tore überwiegend als Stemmtore mit hierin eingebauten Füll- bzw. Entleerungsschützen einfachster Art ausgebildet waren, führte die Entwicklung zur Stahlbetonkonstruktion mit einem in die Schleusensohle integrierten Füll- und Entleerungssystem. Während früher bei den kleinen Schleusen mit Fallhöhen von nur wenigen Metern trotz der einfachen Fülleinrichtungen keine nennenswerten Probleme entstehen konnten, war mit steigenden Fallhöhen dem Füllsystem erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen. Besonders bei den heute möglichen Schleusen für große Fallhöhen müssen diese Systeme vorher am Modell untersucht und auf den Einzelfall abgestimmt werden. Hierbei standen folgende Forderungen im Vordergrund:

- geringe Turbulenzen in der Kammer während des Füllens oder Entleerens zur Gewährleistung einer ruhigen Schiffslage und somit geringer Trossenzugkräfte
- kurze Füll- und Entleerungszeiten
- geringe Längs- und Querströmungen in den Vorhäfen (Vermeidung größeren Schwalles oder Sunkes).

Es ist bemerkenswert, daß zum Erreichen dieser Ziele in Europa und in Nordamerika sehr verschiedene Wege beschritten wurden. Dies mag vor allem daran gelegen haben, daß in den USA aufgrund der örtlichen Gegebenheiten schon frühzeitig Schleusen mit wesentlich größeren Abmessungen und Fallhöhen ausgeführt werden mußten. So wurde bereits im Jahre 1881 beim Bau der Schleusen am Soult St. Marie, US-Bundesstaat Michigan, ein in der Kammersohle angeordnetes Füllsystem ausgeführt. Dieses "Grundlaufsystem" bestand aus einem in Kammerachse verlaufenden Längskanal mit insgesamt 58 Deckenöffnungen, die gleichmäßig

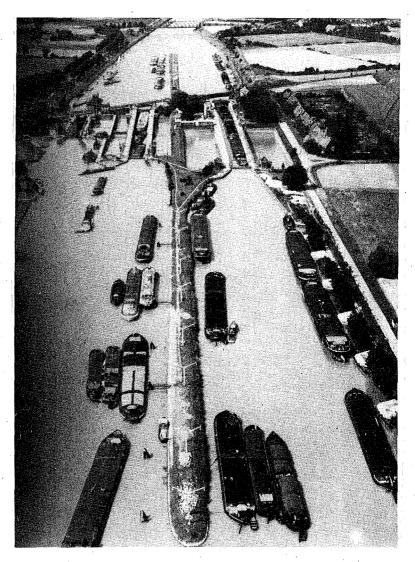


Abb. 6: Schleusengruppe Münster (Dortmund-Ems-Kanal), Deutschland, gebaut 1899 (67 x 8,6 m), 1913 (165 x 10,0 m), 1926 (225 x 12,0 m)

über die rd. 150 m lange Kammer verteilt waren. Der Boden der im übrigen auf Fels gegründeten Schleuse wurde wegen der Herstellung des Füllsystems als Holzbohlenbelag ausgeführt. Die Schleuse war 24 m breit bei einer Bauhöhe der Kammerwände von 12 m. In etwas abgewandelter Form kam dieses Füllsystem in Massivbauweise später beim Bau der Schleusen des Panama-Kanals zur Anwendung.

An dem Grundgedanken, den Füllwasserstrom gleichmäßig über die Kammer zu verteilen, um somit auch bei größeren Zu- oder Abflüssen eine möglichst ruhige Lage des Schiffes zu gewährleisten, wurde bei allen nachfolgenden Varianten und Weiterentwicklungen der Füllsysteme von Schleusen festgehalten. Diese "USA-Füllsysteme" wurden weltweit verbreitetes

Vorbild für Schleusen mit größeren Fallhöhen. Hierüber wurde von den USA auf dem XIX. Kongreß 1957 (1. Abteilung, Mitteilung 1) und auf dem XXI. Kongreß 1965 (1. Abteilung, Frage 2) ausführlich berichtet.

Einige markante Bauwerke im Zuge dieser Entwicklung von Füllsystemen für Flußschleusen seien hier genannt:

- St. Pierre (Rhone-Staustufe Donzère-Mondragon), Frankreich. Fallhöhe 27,85 m, Nutzlänge 195 m, Breite 12 m. Die Füllung erfolgt über ein sehr verzweigtes Grundlaufsystem mit tiefliegendem zentralen Hauptkanal, dessen Zu- und Abflußöffnungen in Kammermitte liegen.
- Mac Nary (Columbia-River), USA. Fallhöhe 27,36 m, Nutzlänge 220 m, Breite 28 m. Die Füllung der Kammer erfolgt über beidseitig tief in den Kammerwänden liegende Längskanäle von je 15 m² Querschnitt. Von diesem zweigen im mittleren Drittel der Kammer wechselseitig insgesamt 14 mit Seitenöffnungen versehene Querkanäle ab. Bei einer Füllzeit von 16 min. beträgt die mittlere Steiggeschwindigkeit 1,75 m/ min.
- Ice Harbour (Snake River), USA.
  Fallhöhe 32 m, Nutzlänge 206 m, Breite 26 m. Das Füllsystem ist dem der Mac-Nary-Schleuse ähnlich. Die Füllung erfolgt gleichfalls über beidseitig in den Kammerwänden tiefliegend angeordnete Längskanäle, von denen etwa in den Drittelspunkten der Kammer jeweils 5 einseitig angeschlossene Stichkanäle mit Seitenöffnungen abzweigen. Die Füllzeit der Schleuse beträgt 11,5 min, was einer mittleren Steiggeschwindigkeit von 2,8 m/ min entspricht.
  - Dieses Füllsystem wurde in einer abgewandelten, für Sparschleusen geeigneten Form bei der Schleuse Uelzen im Elbe-Seitenkanal, Deutschland, (Hubhöhe 23 m) ausgeführt.
- Cordell Hull (Cumberland River), USA.
  Fallhöhe 18 m, Nutzlänge 137 m, Breite 26 m. Das Füllsystem besteht aus beidseitig tiefliegend in den Kammerwänden angeordneten Längskanälen, von denen im mittleren Bereich der Kammer auf jeder Seite 216 Fülldüsen, in 3 Lagen übereinander angeordnet, abzweigen. Das Füllsystem wurde von der Tennesee Valley Authority (TVA) entwickelt. Es ist auch unter der Bezeichnung "Multiport-System" in der Fachwelt bekannt. Dieses Füllsystem wurde in der Bundesrepublik Deutschland in etwas abgewandelter Form u.a. bei der Doppelschleuse Iffezheim (Rhein) Fallhöhe 12,5 m, Nutzlänge 270 m, Breite 24 m und bei den Schleusen im Zuge des noch laufenden Ausbaus der Saar angewandt.
- Carapatello (Douro), Portugal.
   Fallhöhe 34,50 m, Nutzlänge 85 m, Breite 12,10 m. Auch dieses Füllsystem wurde nach dem Prinzip von Ice Harbour entwickelt. Die Füllung erfolgt über 12 Füllbatterien und dauert 13 min. Die mittlere Steiggeschwindigkeit beträgt 2,65 m/ min.
- Ust Kamenogorsk (Irtisch), UdSSR.
   Das Bauwerk hat mit 42 m die bisher größte bekannte Fallhöhe einer Schleuse. Die 18 m breite Kammer wird über ein Grundlaufsystem gefüllt. Die Füllzeit beträgt 25 min, die mittlere Steiggeschwindigkeit 1,7 m/ min.

Abweichend von der vor allem in den USA vorangetriebenen Entwicklung der vorstehend beschriebenen Füllsysteme, wurde in Europa, von Ausnahmefällen abgesehen, lange Zeit ein anderer Weg beschritten. Neben der weiterentwickelten Füllung und Entleerung mit in den Toren angeordneten Schützen, kamen vor allem sehr häufig die kurzen Torumläufe zur Anwendung. Bei kleineren Fallhöhen wurden hiermit auch befriedigende Verhältnisse geschaffen. Noch heute sind zahlreiche Schleusen mit derartigen Einrichtungen im Betrieb. In den zwanziger Jahren wurde in Deutschland der Gedanke der Schleusenfüllung ohne Umläufe erneut aufgegriffen. Das hieraus entwickelte, unter dem Namen "Burkhardt'sches Füllsy-

stem" bekannte System brachte einen bedeutsamen Fortschritt. Der Grundgedanke dabe war, die Schleusentore gleichzeitig als Füll- oder Entleerungsorgan heranzuziehen, aber hier bei das Wasser nicht frei ein- oder ausströmen zu lassen, sondern zur Energieumwandlung Prallwände am Oberhaupt und Tosbecken am Unterhaupt anzuordnen. Das Prinzip setzte Torkonstruktionen voraus, die auch unter Wasserdruck geöffnet werden konnten. Es setzte daher eine rasante Entwicklung derartiger Torsysteme ein, worunter Meisterwerke des Stahlwasserbaus und der Antriebstechnik zu finden waren. Genannt seien hier nur die in der Folgezeit ausgeführten Hubtore, Senktore, Hubsenktore, Hubkipptore, Hubdrehtore, Klapptore usw. Bei dem zur Schiffahrtsstraße ausgebauten Neckar sind beispielsweise zahlreiche dieser Systeme noch heute in Betrieb. Sie haben sich insgesamt bewährt, erfordern aber wegen der zahlreichen beweglichen Teile mitunter einen größeren Unterhaltungsaufwand. Vor allem am Oberhaupt von Schleusen, also zur Kammerfüllung, wird das "System Burkhardt" noch heute oft angewandt. So z.B. auch bei den z.Z. im Bau befindlichen Saarschleusen, deren Obertore als Drehsegmente ausgebildet werden und neben der Funktion als Füllorgan auch die Hochwasserableitung durch die Schleusen ermöglichen (Abb. 7).

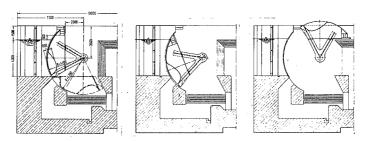


Abb. 7: Obertor der Saarschleuse, Deutschland

- a) Schließstellung
- b) Füllstellung
- c) Reparaturstellung

In die bisherigen Betrachtungen ist der Wasserverbrauch der Schleusen nicht einbezoger worden. Er ist bei den Abflüssen in großen Strömen nicht von Bedeutung, abgesehen vom Verlust an Energie bei Wasserkraftnutzung. Bei Flüssen mit geringen Abflüssen und bei großen Fallhöhen sowie in besonderem Maße bei Kanälen spielt der Wasserverbrauch jedoch eine erhebliche Rolle und kann sogar zum Kriterium der Wirtschaftlichkeit einer Fallhöhe werden.

Diese Gesichtspunkte führten sehr bald zur Entwicklung der Sparschleusen. Hierdurch wurde es möglich, den Wasserverbrauch erheblich zu reduzieren und, falls nur unzureichender oder gar kein Speisungszufluß vorhanden war, Rückpumpkosten zu sparen. In Deutschland kamen zunächst vor allem beim Bau des Mittellandkanals Sparschleusen beachtlicher Dimensionierung zur Ausführung, die außergewöhnliche Anforderungen hinsichtlich der hydraulischen und konstruktiven Durchbildung stellten. Genannt sei hier die 1915 erbaute Schachtschleuse Minden zwischen Mittellandkanal und Weser mit einer Fallhöhe von 14,68 m, Nutzlänge 82 m, Breite 10 m. Sie hat insgesamt 16 Wasserspeicher, die in 4 Stockwerken der verbreiterten Schleusenmauern angeordnet sind. Die Wasserersparnis beträgt 71% (Abb. 8a und b).

Sparschleusen mit wesentlich größeren Fallhöhen entstanden in jüngerer Zeit am Main-Donau-Kanal, Deutschland. Alle Schleusen haben nutzbare Kammerlängen von 190 m und eine Breite von 12 m. Die hohen Schachtschleusen, z.B. Erlangen und Kriegenbrunn mit je 18,30 m Fallhöhe sowie die 3 höchsten Schleusen Leerstetten, Eckersmühlen und Hiepoltstein

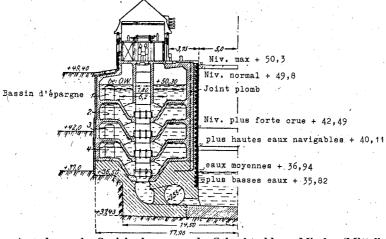


Abb. 8a: Anordnung der Speicherkammern der Schachtschleuse Minden (Mittellandkanal), Deutschland

mit je 24,67 m Fallhöhe, haben jeweils 3 offene Sparbecken, womit eine Wasserersparnis von rd. 60% erzielt wird. Die Füllung und Entleerung der Kammer erfolgt über ein bei allen Schleusen gleichartiges Grundlaufsystem. Die Füllzeit beträgt bei der Schleuse Erlangen rd. 17 min, die mittlere Steiggeschwindigkeit rd. 1,1 m/min.

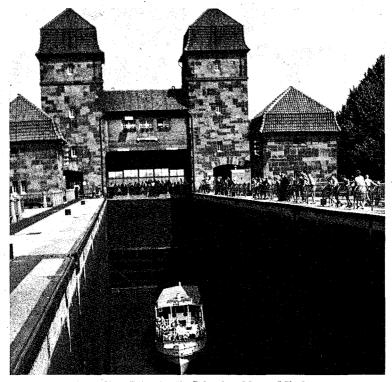


Abb. 8b: Blick in die Schachtschleuse Minden

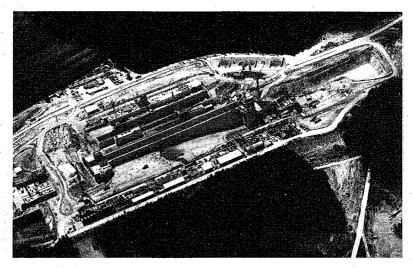


Abb. 9: Sparschleuse Eckersmühlen (Main-Donau-Kanal), Deutschland, Bauzustand Juni 1984

Von den neueren Sparschleusen mit großer Fallhöhe sei schließlich noch die Schachtschleuse Uelzen im Elbe-Seitenkanal mit 23 m Fallhöhe erwähnt. Sie hat 3 offene, terrassenförmig angeordnete Sparbecken, womit eine Wasserersparnis von 60% erreicht wird. Wie bereits erwähnt, wurde hierfür das Füllsystem der Ice-Harbour-Schleuse in Modellversuchen bei der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, den Anforderungen einer Sparschleuse angepaßt. Hierfür wurde unter der Kammersohle eine 8 m breite und 3 m hohe Druckkammer angeordnet, in die die Längskanäle und die Sparbeckenleitungen einmunden. Die eigentlichen jeweils 5strängigen Füllbatterien sind etwa in den Viertelspunkten der Kammer angeordnet. Die Füllzeit der Kammer beträgt rd. 12 min, die mittlere Steiggeschwindigkeit rd. 1,9 m/ min.

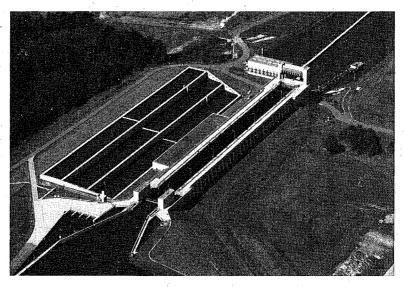


Abb. 10a: Schleuse Uelzen (Elbe-Seitenkanal), Deutschland, Gesamtübersicht

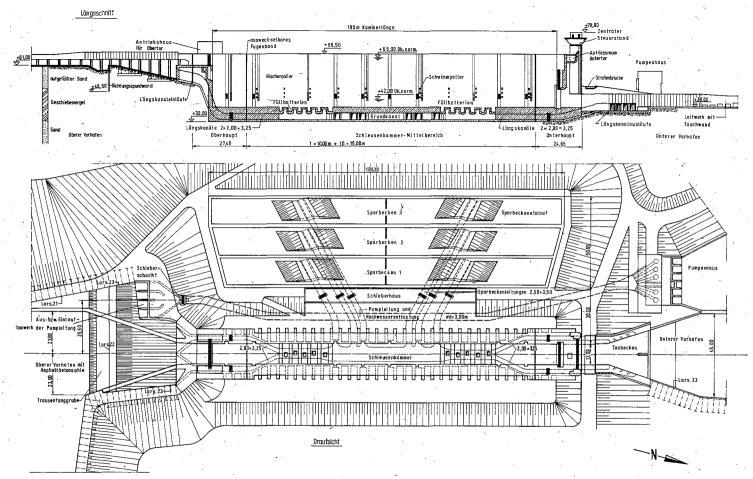


Abb. 10b: Draufsicht und Längsschnitt mit Füll- und Entleerungseinrichtung

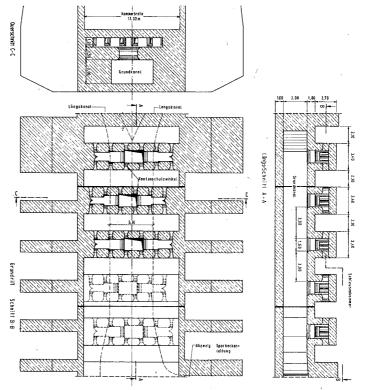


Abb. 10c: Füllbatterien in der Schleusensohle

Die vorstehenden Ausführungen zeigen, welche Fortschritte auch beim Bau von Sparschleusen bis heute gemacht wurden. Es sei jedoch bemerkt, daß mit den Fallhöhen auch die hydraulischen und konstruktiven Probleme wachsen. Das Anstreben größerer Wasserersparnis als 60% erscheint wegen des damit verbundenen zusätzlichen Aufwandes für Becken, Leitungen und Verschlüsse heute nicht mehr angezeigt. Auch wird bei größerer Wasserersparnis die Schleusungszeit länger.

Das vorerwähnte Anwachsen der hydraulischen und konstruktiven Probleme mit wachsender Fallhöhe gilt selbstverständlich nicht nur für Sparschleusen. Hier kommt den bodenmechanischen Untersuchungen besondere Bedeutung zu. Die Ermittlung des maximalen Erddruckes auf die Kammerwände und des Setzungsverhaltens des Bauwerkes unter der ständigen Wechselbeanspruchung bei gefüllter oder entleerter Schleuse sowie aus Temperatureinflüssen ist auch bei Anwendung aktueller Berechnungsverfahren mit Unsicherheiten behaftet. Infolge des bestehenden Trends zu schlankeren Konstruktionen stehen gleichrangig neben den statischen Rechnungsgrößen die Formänderungen des Bauwerkes. Sie sollten genau ermittelt und erforderlichenfalls durch Neubemessung reduziert werden. Diese Formänderungen sind auch bei der Dimensionierung der Stahlwasserbauteile zu berücksichtigen.

Ein weiterer Gesichtspunkt sollte bei der Planung hoher Schleusen nicht außer acht gelassen werden. Falls die Topographie die Fallhöhe nicht zwingend vorgibt, bedingen hohe Schleusen grundsätzlich längere Dammstrecken im Oberwasser und oder längere Einschnittstrecken im Unterwasser. Beides ist problematisch und sollte daher beachtet werden. Hierbei gewinnen auch die Belange des Landschaftsschutzes zunehmende Bedeutung.

Bei der Entwicklung der Schleusentore ist bemerkenswert, daß das meist verwendete Tor nach wie vor das Stemmtor ist, insbesondere als Untertor. Bei Schachtschleusen dominiert hier das Hubtor. Bei den Obertoren ist die Konstruktionsvielfalt größer, jedoch ist auch hier ein Trend zu bevorzugten Typen erkennbar. Das sind das Stemmtor, das Hubsenktor und das Segmenttor. Insgesamt ist im Stahlwasserbau zu beobachten, daß die mechanischen Antriebe in zunehmendem Maße von ölhydraulischen Antrieben verdrängt werden.

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen werden künftig sicherlich öfter als bisher Schleusen zur Hochwasserableitung herangezogen. Hierdurch wird es möglich, bei einer Staustufe den Bemessungsabfluß anteilig dem Wehr und der Schleuse zuzuweisen, wodurch gegebenenfalls eine Verringerung der Wehrbreite möglich wird, was auch einen geringeren Eingriff in die Landschaft zur Folge hat. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß die Schleuse für diesen Fall im Modell untersucht wird. Detailuntersuchungen des Obertores sind unumgänglich. Die Verankerungen und Verriegelungen des Untertores sind für diesen Lastfall besonders zu bemessen, da hier in der Vergangenheit häufig Schäden aufgetreten sind.

Die Tendenz zu Schleusen mit größeren Fallhöhen, also zur Verminderung der Schleusen ind Verlängerung der Haltungen, dient insgesamt auch der Erhöhung der Leistungsfähigkeit ind der Sicherheit der Wasserstraßen. Zu diesem Thema wurde im Rahmen des XXV. Kongresses 1981 in der 1. Abteilung, Frage 2, berichtet. Die hier angesprochenen Fragen berühren lie Ausrüstung der Schleusen und das Erleichtern der Einfahrt in die Schleusen durch visuelle Einfahrtshilfen. So wurde die Ausrüstung von höheren Schleusen mit Schwimmpollern inzwichen zum technischen Standard, wobei die Bemessung für 200 kN Trossenzug auch die Benutzung als Bremspoller ermöglicht. Visuelle Einfahrtshilfen zur Markierung der Schleuenachse können vor allem für Leerfahrzeuge und lange Schubverbände von Nutzen sein. Tierdurch werden das zentrische Einfahren in die Schleusenkammer erleichtert und die Havaiegefahr sowie Beschädigungen des Bauwerkes vermindert.

Im Zusammenhang mit der Erleichterung der Einfahrt in die Schleusen kommt auch der Jestaltung der Leitwerke besondere Bedeutung zu. Hier ist eine Abkehr von den früher meist nit einer Neigung zur Einfahrtsachse von 1:4 bis 1:5 ausgeführten, relativ kurzen Leitwerken u erkennen. Die Schiffahrt gibt heute überwiegend den gradlinigen, einseitig in Verlängerung ler Kammerwandflucht verlaufenden Leitmolen den Vorzug. Sie erleichtern, auch durch die ptische Führung, das zentrische Einfahren in die Schleusenkammer. Die Steuerung der chleusungsvorgänge hat sich von der früher üblichen örtlichen Steuerung der Tore und Jmlaufverschlüsse zur Zentralsteuerung entwickelt. Hierbei laufen alle für einen Schleuungsvorgang erforderlichen Tor- und Schützbewegungen nach Betätigung des Tasters im teuerpult programmgesteuert ab. Logische Folgeschaltungen verhindern Fehlbedienungen, uch bei in Ausnahmefällen erforderlicher örtlicher Steuerung. Sonderprogramme ermöglihen auch die Zentralsteuerung bei Störfällen, z.B. einseitiger Ausfall eines Längskanalverchlusses. Durch die Zentralsteuerung ist es heute möglich, eine Schleuse von nur einem Mann edienen zu lassen. Hierdurch können Probleme hinsichtlich der es Schleusungsvorganges entstehen. Fernsehkameras können hier hilfreich sein, jedoch solle die Anzahl der Monitore in einem Steuerstand auf das notwendige Maß beschränkt werden. Iingegen ist bei der Planung des Steuerstandes den Sichtverhältnissen auf die Schleusenanlae mit den Vorhäfen besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

#### 5. Entwicklungen beim Bau von Hebewerken

Über die technischen Entwicklungen und wirtschaftlichen Vorteile der Überwindung groer Fallhöhen durch Senkrechthebewerke ist auf vielen Internationalen Schiffahrtskongressen berichtet worden. Wie im Abschnitt 3 bereits zitiert, ist auf dem IX. Kongreß 1902 de Beschluß gefaßt worden, daß lotrechte Hebewerke bei Wassermangel eine durch Erfahrung bewährte Einrichtung zur Überwindung großer Fallhöhen sind. Dieser Beschluß, der auf den X. Kongreß 1905 nochmals bestätigt wurde, ist gefaßt worden, auch wenn zu diesem Zeit punkt ausreichende Erfahrungen nur über Druckwasserhebewerke vorlagen, denn das erste Schwimmerhebewerk war erst 1899 in Henrichenburg im Dortmund-Ems-Kanal, Deutsch land, in Betrieb genommen worden. Die folgende Entwicklung mit dem Bau weiterer Senk rechthebewerke in Houdeng — Aimeries, Bracquenies und Thieu im Canal du Centre, Bel gien, und in Niederfinow, Rothensee, Henrichenburg und Lüneburg, alle Deutschland, bestä tigt im Nachhinein diesen Beschluß eindrucksvoll.

Der technische und konstruktive Fortschritt beim Bau von Senkrechthebewerken ist beson ders durch die ständig größeren Trogabmessungen als Folge der Entwicklung der Abmessun gen der Binnenschiffe bestimmt worden. Einen Überblick über diese Entwicklung gibt di Tab. 1.

Die Troglänge ist von 40 m (Les Fontinettes 1888) auf 100 m (Lüneburg 1975) angewach sen, und die Trogbreite hat sich auf 12 m verdoppelt. Die Wassertiefe ist im gleichen Zeitraur von 2,10 m auf 3,50 m größer geworden. Diese Entwicklung wurde bestimmt durch die Erhöhung der Tragfähigkeit der Regelschiffe von 300 t auf 1.350 t. Mit den gestiegenen Abmessun gen des Troges ist die zu bewegende Last auf das 7,5fache angewachsen. Die Bauart der neueren Hebewerke ist hierdurch mehr beeinflußt worden als durch die größeren Fallhöhen. Di bisher größte Fallhöhe wird mit 38 m durch das als Gegengewichtshebewerk mit zwei vonein ander unabhängigen Trögen in Lüneburg überwunden. Die Entwicklung ist jedoch hier nich stehengeblieben. Derzeit ist in Strépy-Thieu im Canal du Centre, Belgien, ein Gegengewichtshebewerk mit einer Fallhöhe von 73 m für das 1.350 t-Schiff im Bau. Auch in der Volksrept blik China werden z.Z. Untersuchungen für den Bau von Hebewerken mit Fallhöhen bis zu 7 m angestellt.

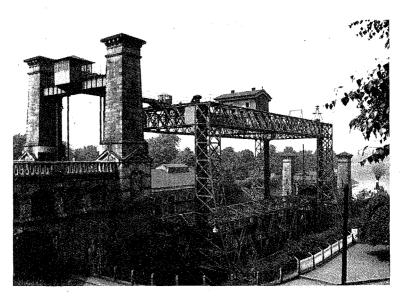


Abb. 11a: Fünfschwimmerhebewerk Henrichenburg (1899), Blick vom Oberwasser

## Ausgeführte Schiffshebewerke mit senkrechtem Hub (Naßförderung)

Ort/Land	Wasserstraße	Jahr der Inbetrieb- nahme	Bauart	Fallhöhe (m)	nutzbar Länge (m)	e Trogabme Breite (m)	ssungen Wassertiefe (m)	Gesamt- gewicht des Troges *) (t)	Tragfähigkeit des Regel- schiffes (t)
(Großbritannien)	Grand-Western-Canal	1838	Holztröge. Tröge dienen einander als Gegengewichte. Sie hängen an 3 Gelenk- ketten, die über Rollen geführt werden.	14,0	9,1	2,2	1,0	-	<b>.</b> 8
Anderton (Großbritannien)	Verbindung Weaver mit Trent-Kanal	1875	Druckwasserhebewerk, 1906 als Gegengewichtshebewerk umgebaut. Unabhängiger Gewichtsausgleich der beiden Tröge durch Gegengewichte an Drahtseilen.	15,10	22,85	4,17	1,53	250	100
Les Fontinettes (Frankreich)	Kanal von Neufossée	1888	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	13,10	40,35	5,60	2,10	800	300
La Louvière (Belgien)	Canal du Centre	1888	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	15,40	43,0	5,80	2,40	1050	300
Henrichenburg (Deutschland)	Dortmund-Ems-Kanal	1899	Fünfschwimmerhebewerk mit 1 Trog	16,00	68,0	8,60	2,50	3100	750
Peterborough (Kanada)	Trent-Kanal	1904	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	19,81	42,67	10,06	2,44	. 1714	800
Kirkfield (Kanada)	Trent-Kanal	1907	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	15,24	42,67	10,06	2,44	.1714	800
Houdeng-Aimeries (Belgien)	Canal du Centre	1917	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	. 16,93	43,0	5,80	2,40	1570	300
Bracquenies (Belgien)	Canal du Centre	1917	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	16,93	43,0	5,80	2,40	1570	300
Thieu (Belgien)	Canal du Centre	1917	Druckwasserhebewerk mit 2 Trögen	16,93	43,0	5,80	2,40	1570	300
Niederfinow (Deutschland)	Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin	1934	Gegengewichtshebewerk mit 1 Trog	36,0	85,0	12,0	2,50	4300	1000
Rothensee (Deutschland)	Mittellandkanal	1938	Zweischwimmerhebewerk mit 1 Trog	. 18,67	85,0	12,0	2,50	5000	1000
Henrichenburg/Waltrop (Deutschland)	Dortmund-Ems-Kanal	1962	Zweischwimmerhebewerk mit 1 Trog	14,50	90,0	12,0	3,00	5000	1350
Lüneburg (Deutschland)	Elbe-Seitenkanal	1975	2 Gegengewichtshebewerke mit je 1 Trog	38,0	100,0	12,0	3,50	6000	1350
								*einschließlich Druckkolben bzw. Schwimmer	

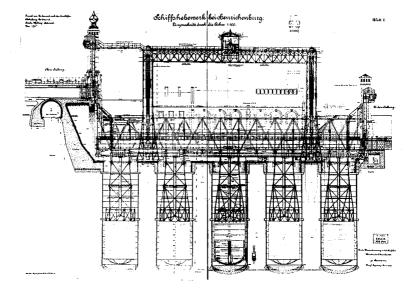


Abb. 11b: Längsschnitt

Bis zum Bau der Hebewerke im Canal du Centre (1917) sind mit der Ausnahme des Schwimmerhebewerkes Henrichenburg (1899) nur Druckwasserhebewerke gebaut worden. Durch die erforderlichen größeren Abmessungen des Troges ist diese Bauart danach nicht mehr zur Anwendung gekommen. In der Folgezeit sind Schwimmerhebewerke (Rothensee und Henrichenburg/ Waltrop) beziehungsweise Gegengewichtshebewerke (Niederfinow und Lüneburg) erstellt worden. Mit der Entwicklung dieser Hebewerke sind gegenüber den Druckwasserhebewerken durch die Trennung von Antrieb und Führung sowie durch die Sicherung des Troges bei Ungleichgewicht des Systems erhebliche Verbesserungen im Betriet erreicht worden. Zum Gewichtsausgleich dienen Schwimmer oder Gegengewichte, so daß hierfür kein Zwillingstrog notwendig ist. Hierdurch ist eine bessere Anpassung des Betriebes an den Schiffsverkehr gegeben.

Die Wirtschaftlichkeit und Grenze der technischen Durchführbarkeit der Schwimmerhebewerke wurde durch die hohen Baukosten für die Schwimmschächte — insbesondere bei schlechten Baugrundverhältnissen — bestimmt. Bei den großen Fallhöhen in Niederfinow und Lüneburg fiel deshalb unter Berücksichtigung aller baulichen und betrieblichen Belange die Wahl auf das Gegengewichtshebewerk.

Bei dieser Bauart wird das Gewicht des wassergefüllten Troges durch Gegengewichte, die an Seilen geführt sind, ausgeglichen. Abgesehen von den 1838 im Grand-Western-Canal, Großbritannien, erstellten Hebewerken, ist diese Bauweise bisher nur in Deutschland zur Ausführung gekommen.

Die einzelnen Hebewerke sind in Berichten zu den Schiffahrtskongressen mehrfach hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung, Gewichtsausgleich, Antriebe, Trog- und Haltungstore detailliert behandelt worden. Insbesondere wurde auch über die Betriebserfahrungen der Hebewerke Henrichenburg, Niederfinow und Rothensee auf dem XIV. Kongreß 1957, 1. Abteilung, Mitteilung 1, (Seite 5 bis 29) und des Hebewerkes Henrichenburg/ Waltrop auf dem XXI. Kongreß 1965, 1. Abteilung, Frage 2, (Seite 5 bis 20) berichtet.

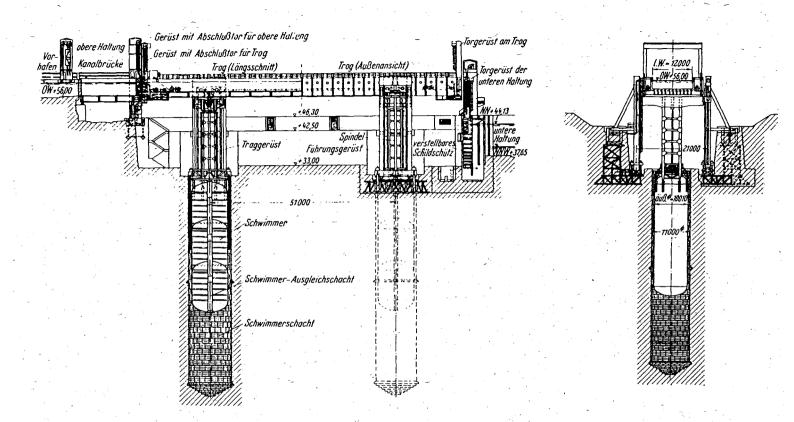


Abb .12: Schiffshebewerk Rothensee

Mit der konstruktiven Weiterentwicklung der Schiffshebewerke war eine permanente Verbesserung der Materialgüte und Zuverlässigkeit der Baustoffe sowie Verfeinerung der Fertigungstechniken verbunden, dadurch ist eine erhebliche Reduzierung des Gewichtsverhältnisses von Stahlkonstruktion zum Gewicht der Wasserfüllung des Troges möglich geworden Dies gilt sowohl für Schwimmerhebewerke als auch für Gegengewichtshebewerke. Das Stahlgewicht der neuen Hebewerke wurde gegenüber Henrichenburg (1899) im Verhältnis zur Wasserfüllung mehr als halbiert.

Entwicklung des Gewichts der Stahlkonstruktion/Wasserfüllung

	Sch	wimmerhebew	erke	Gegengewichtshebewerke			
	Henrichenburg alt	Magdeburg Rothensee	Henrichenburg neu	Niederfinow	Lüneburg		
Inbetriebnahme	1899	1938	1962	1934	1976		
Schiffsgröße	700 t	1 000 t	1 350 t	1 000 t	1 800 t		
Gewicht des beweglichen Teiles = Schwimmerauftrieb	3 100 t	5 000 t	5 000 t		_		
Gewicht der Wasserfüllung des Troges	1 550 t	2 650 t	3 500 t	2 600 t	4 200 t		
Gewicht der Stahlkonstruktion des beweglichen Teiles	1 550 t	2 350 t	1 500 t	1 700 t	1 500 t		
Gewicht Stahlkonstruktion Gewicht Wasserfüllung	1,0	0,89	0,43	0,65	0,43		

Hinzuweisen ist noch auf eine Besonderheit bei dem zuletzt fertiggestellten Hebewerk Lüneburg am Elbe-Seitenkanal. Zur Anpassung an den wechselnden Wasserstand (4 m) in Unterwasser ist ein unterer Haltungsabschluß mit vertikal beweglichem Schildschütz erforderlich.

Ein derartiges Schildschütz war bereits beim Schiffshebewerk Rothensee in ähnlicher Form ausgeführt worden. Das Schildschütz des Schiffshebewerkes Lüneburg besteht aus zwei seitlichen 22 m hohen Pylonen zur Führung des unteren Haltungstores. Bei der Dichtung des Schildschützes zur Betonkonstruktion waren einige technische Probleme wegen der Eisbildung konstruktiv zu lösen. Die Besonderheiten und Neuerungen bei Gestaltung sowie Erfahrungen über Konstruktionsmethoden und Betrieb mit dem Schiffshebewerk Lüneburg werden im deutschen Bericht zum XXVI. Kongreß 1985 dargestellt werden.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß sich alle gefundenen Lösungen der Senkrechthebewerke unter Berücksichtigung der Bedingungen des jeweiligen Standortes zweifellos bewährt haben und die Erfahrungen bei Betrieb und Unterhaltung für die Weiterentwicklung künftiger Hebewerke genutzt werden können.

Gefällstufen mit geneigten Ebenen zu überwinden und Schiffe darauf mit Hilfe von entsprechenden Konstruktionen zwischen zwei Haltungen auf- und absteigen zu lassen, ist als Gedanke nicht neu. Hier sollen nur die Schrägaufzüge mit Naßförderung betrachtet werden. Bereits im 19. Jahrhundert sind einige Schiffshebewerke mit geneigter Ebene und Naßförderung des Schiffes gebaut worden (vgl. Tab. 2). Obgleich sie nur für kleinere Schiffe ausgelegt waren, hat der IX. Kongreß 1902 als Leitsatz beschlossen, Vorschläge für geneigte Ebenen zur

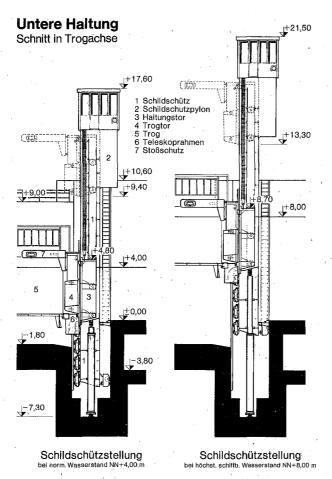


Abb. 13: Schiffshebewerk Lüneburg, Schildschütz am unteren Haltungsabschluß

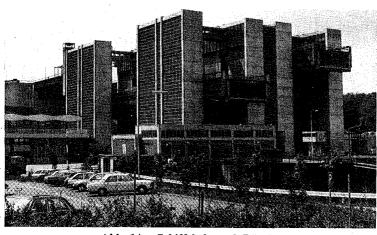


Abb. 14: Schiffshebewerk Lüneburg

Beförderung größerer Schiffe ,,...sobald als möglich auszuführen und in Betrieb zu setzen.' (Vgl. Abschnitt 2).

Auch auf dem XVII. Kongreß 1949, dem XIX. Kongreß 1957 und dem XXI. Kongreß 1965 sind wie bereits dargestellt grundsätzliche Schlußfolgerungen über Schrägaufzüge gezoger worden.

Das erste Schiffshebewerk mit längsgeneigter Ebene für größere Schiffsabmessungen ist jedoch erst 1968 in Ronquières, Belgien, im Zuge des Kanals von Charleroi nach Brüsse gebaut worden. Mit der Neugestaltung und Erweiterung des Wasserstraßennetzes von Belgier ergab sich die Notwendigkeit des Ausbaus des Charleroi-Kanals für das 1350 t-Schiff. In diesem Zusammenhang sind 16 Schleusen auf einer Strecke von ca. 14 km durch diesen Längsaufzug ersetzt worden. Er hat zwei Tröge mit Gegengewichtsausgleich, deren Bewegungen vollständig unabhängig voneinander sind. Im normalen Betrieb fährt einer zu Tal, während der andere zu Berg fährt. Die Bewegungen müssen aber nicht synchron erfolgen. Bei einer Neigung von 5% und der zu überwindenden Fallhöhe von 67,55 m haben die Trogwagen dieser schiefen Ebene eine Länge von 91 m zwischen den Toren; durch die Stoßschutzeinrichtungen beträgt die nutzbare Länge nur 87 m. Eine ausführliche Beschreibung des Schrägaufzuges von Ronquières ist zum XXI. Kongreß 1965, 1. Abteilung, Frage 2 (Seite 57 bis 97) gegeben worden.

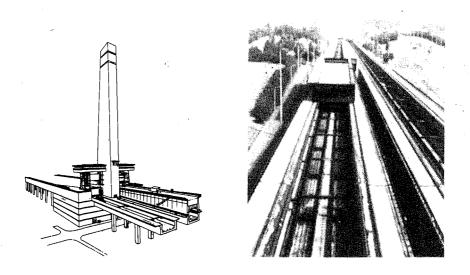


Abb. 15: Schrägaufzug Ronquières

Ein weiterer Längsaufzug ist 1976 im Zuge des Wasserkraftausbaus am Jennisei in Krasnojarsk, UdSSR, in Betrieb genommen worden. Mit dem Längsaufzug wird eine Fallhöhe vor 102 m vom Unterwasser bis zur Kronenhöhe des Staudammes mit einer 1200 m langen Bahr überwunden. Im Oberwasser treten Wasserstandsschwankungen bis zu 12 m auf. Die Anpasung an die unterschiedlichen Wasserstände wird durch eine zum Stausee geneigte, 310 m lange Bahn erreicht. Beide Rampen sind auf der Dammkrone mit einer Drehscheibe von 106 m Durchmesser verbunden, auf der der Trog um 142° gedreht wird. Die Trogabmessungen von

90 x 18 x 3,3 m sind für ein 2000 t-Schiff ausgelegt. Da der Trog selbstfahrend ohne Gegengewichtsausgleich konstruiert ist, ist für den Antrieb der 156 Hydraulikmotoren bei der Bergfahrt mit einer Geschwindigkeit von 60 m/ min. eine Leistung von 12.500 kW erforderlich. Über den Längsaufzug von Krasnojarsk ist zum XXI. Kongreß 1965, 1. Abteilung, Frage 2 (Seite 226 bis 229) und von Agranow [4] und Wulf [19] berichtet worden.

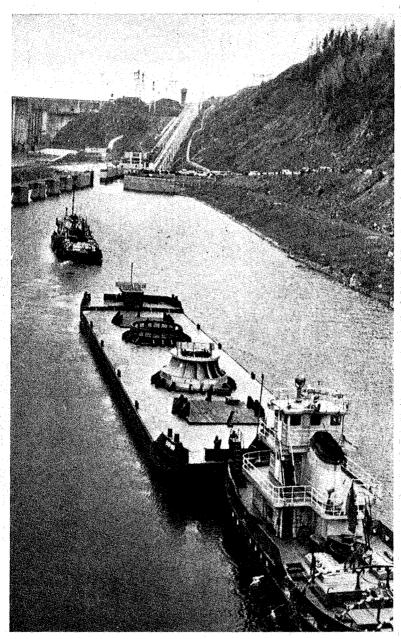


Abb. 16a: Schrägaufzug Krasnojarsk, Blick auf die Gesamtanlage

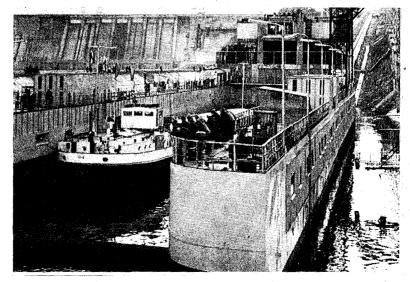


Abb. 16b: Trogwagen

Der einzige bisher nach Foxton, im Grand-Junction-Kanal, Großbritannien, (beschrieber zum IX. Kongreß 1902, 1. Abteilung, Frage 1, Bericht 8) gebaute Queraufzug wurde 1969 in Arzviller im Rhein-Marne-Kanal, Frankreich, in Betrieb genommen. Im Zuge der Moderni sierung des Rhein-Marne-Kanals ist nach einem internationalen Wettbewerb ein Vorschlag ausgewählt worden, der die 17 Schleusen der alten Trasse im engen Tal der Zorn durch ein einziges Hebewerk auf quergeneigter Ebene ersetzt. Insbesondere wegen der topographischer Gegebenheiten war dem Queraufzug gegenüber dem Längsaufzug hier der Vorzug gegeber worden.

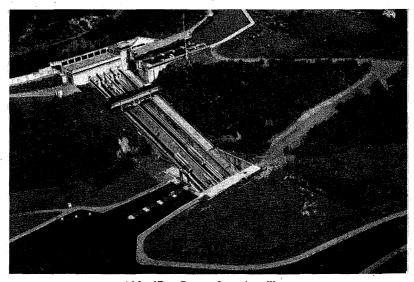


Abb. 17: Queraufzug Arzviller

Eine geneigte Ebene mit Queraufzug kann sich steilen Neigungen besser anpassen als ein Längsaufzug. In Ronquières wurden 5% nicht überschritten, und Arzviller hat eine Neigung von 41% erhalten. Die zu überwindende Höhendifferenz beträgt 44,55 m, die Bahn der geneigten Ebene ist 108,65 m lang. Bei dem Trog mit nutzbaren Abmessungen von 41,50 x 5,50 x 2,60 m wird der Gewichtsausgleich über Gegengewichte erreicht. Die maximale Geschwindigkeit des Trogwagens beträgt 0,60 m/ sec. Über das Ergebnis des Wettbewerbs für den Neubau des Abstiegsbauwerkes Arzviller und die technischen Details des Queraufzuges ist zum XXI. Kongreß 1965, 1. Abteilung, Frage 2 (Seite 99 bis 111) umfassend berichtet worden.

Beim Ideenwettbewerb für das Abstiegsbauwerk Lüneburg sind neben Vorschlägen für Senkrechthebewerke auch Längs- und Queraufzüge angeboten worden. Bei geneigten Ebenen wirkt sich die Wasserspiegelschwankung um rd. 4 m im Unterwasser durch die unterschiedlichen Wasserstände der Elbe sehr ungünstig aus.

Bei der längsgeneigten Ebene wurde ein zweiteiliger Trogwagen — horizontal verschieblich — vorgeschlagen, so daß mit dem oberen Schiffstrog auf dem keilförmigen Unterwagen jeder schiffbare Wasserstand angefahren werden könnte. Für den Queraufzug sollte die Anpassung an die wechselnden Wasserstände im Unterwasser durch eine Höhenverstellbarkeit des Troges mit ölhydraulischer Hubvorrichtung erreicht werden. Diese technischen Lösungen zeigten, daß Wasserspiegelschwankungen in Haltungen bei den Schrägaufzügen technisch recht aufwendige Konstruktionen erfordern, nicht nur hinsichtlich der Baukosten, sondern auch aus der Sicht des Betriebes und der Unterhaltung.

Das Problem, mit Binnenschiffen Geländesprünge zu überwinden, hat auf den Ingenieur von jeher einen starken Anreiz ausgeübt. So sind neben den Senkrechthebewerken und Schrägaufzügen eine Fülle von Sonderbauweisen entwickelt worden, denen aber heute nur noch historische Bedeutung zukommt. Zu erwähnen sind hier insbesondere die von Rothmund vorgeschlagene und von Röhnisch weiterentwickelte Tauchschleuse sowie Vorschläge für Hebewerke mit Gewichtsausgleich durch Waagebalken. Erwähnenswert ist auch die Über-

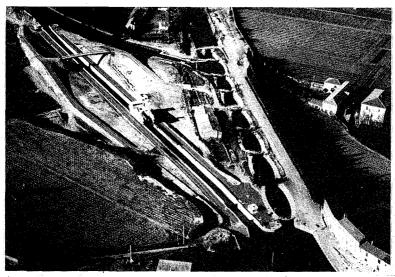


Abb. 18: Wasserkeil von Fonserannes

legung von Faure, zur Vermeidung von tiefen und schwer herzustellenden Schwimmerschächten, die Schwimmer in Behältern seitlich neben dem Trog anzuordnen.

Die von Aubert entwickelte Sonderkonstruktion des Wasserkeils ist inzwischen in Montech im Seitenkanal der Garonne, Frankreich, und Fonserannes im Kanal du Midi, Frankreich, verwirklicht worden (vgl. Tab. 2). Es sei in diesem Zusammenhang auf den französischen Beitrag zum XXI. Kongreß 1965 verwiesen. Die Wirkungsweise des Wasserkeils ist sehr einfach: in einem geneigten Betontrog wird der Wasserkeil, auf dem das Schiff schwimmt, mit einem Schildschütz auf- und abwärts geschoben. Die bisherigen Wasserkeile sind zwar nur mit relativ kleinen Abmessungen für Schiffe mit einer Tragfähigkeit bis zu 350 t hergestellt worden, aber der erneute Bau eines Wasserkeils in Fonserannes zeigt, daß der 1974 in Montech fertiggestellte die Erwartungen erfüllt hat. Über die bisherigen Erfahrungen hat Aubert [5] berichtet.

Ein weiterer Vorschlag einer Sonderbauweise, die auch realisiert wurde, ist die von Krey 1925 vorgeschlagene "Schleuse ohne Aufenthalt". Um die Zeitverluste bei Kammerschleusen zu vermindern, durchfährt das Schiff die Schleuse ohne während der Füll- bzw. Entleerungszeit festzumachen. Eine derartige Schleuse, die infolge ihrer Länge in der Regel erhöhte Baukosten erfordert, ist erstmalig am Falsterbo-Kanal, Schweden, für eine Fallhöhe von 1 m mit einer Kammerlänge von 1.000 m erbaut worden. Im XVII. Kongreß 1949, 1. Abteilung, Mitteilung 1 (Seite 146 bis 148) ist über den Bau und die Erfahrungen berichtet worden.

#### 6. Folgerungen und Ausblick

Rückblickend auf die Entwicklung des Baus von Anlagen zur Überwindung von Gefällstufen von geringer bis zu denen von außergewöhnlicher Höhe kann man feststellen, daß sich bei der Vielzahl von Schleusen eine Reihe von Standardtypen in Abhängigkeit von den Fallhöhen entwickelt hat, die den verschiedenen örtlichen Gegebenheiten und betrieblichen Belangen Rechnung trägt. Bei den Hebewerken hingegen, die bisher nur in einer im Vergleich zu den Schleusen sehr geringen Zahl ausgeführt wurden, läßt sich keine vergleichende Betrachtung anstellen oder gar eine Typbildung feststellen. Hier ist jede ausgeführte Anlage für sich als eine technische Großleistung des Zusammenwirkens der verschiedenen Ingenieurdisziplinen anzusehen.

Zu Beginn dieses Jahrhunderts stand der Neubau von Kanälen zur Verbindung der Stromgebiete und der Ausbau der natürlichen Wasserläufe zu Schiffahrtsstraßen in Verbindung mit der Nutzung der Wasserkräfte im Vordergrund. Zum heutigen Zeitpunkt kann diese Entwicklung als weitgehend abgeschlossen angesehen werden, wenn man die bereits begonnenen und vertraglich festgelegten Projekte mit einbezieht. Entsprechend werden sich auch die Voraussetzungen und die technischen Probleme für den Bau von Schleusen, Hebewerken oder sonstigen Anlagen zur Überwindung der Gefällstufen in diesen Wasserstraßen wandeln. Als Folge der Altersstruktur der bestehenden Anlagen, die beispielhaft für die deutschen Schleusen in Abb. 19 dargestellt ist, wird zunehmend der Ersatz dieser Bauwerke erforderlich werden, um die Leistungsfähigkeit des bestehenden Wasserstraßennetzes zu erhalten. Gleichzeitig macht aber die Steigerung des Verkehrsaufkommens auf zahlreichen Wasserstraßen auch eine Erhöhung der Leistungsfähigkeit durch Vergrößerung der Abmessungen der Anlagen erforderlich, um den Verkehr mit größeren Schiffsgefäßen zu ermöglichen, sowie die Zusammenfassung zahlreicher Gefällstufen von geringer Fallhöhe zu einer von großer Höhe, um auch auf diesem Wege eine weitere Leistungssteigerung zu erreichen. Als Beispiel hierfür sei noch einmal auf

# Ausgeführte Schiffshebewerke mit geneigter Ebene (Naßförderung)

Ort/Land	Wasserstraße	Jahr der Inbetrieb- nahme	Bauart		Fallhöhe (m)	Neigung	nutzbar Länge (m)	e Trogabme Breite (m)	ssungen Wassertiefe (m)	Gesamt- gewicht des Troges*) (t)	Tragfähig- keit des Regel- schiffes (t)	Bemerkungen
Tornfalcon / Wrantage / Ilminster (Großbritannien)	Chard-Kanal	1842	Längsaufzug		zwischen 8,50 und 28,50	1: 8	8,70	2,05	· -	- ,	<u> </u>	je 2 Tröge, durch Seile miteinander verbunden
Blackhill (Großbritannien)	Monkland-Kanal	1850	Längsaufzug		29,26	1:10	21,34	4,36	0,61	80	60	2 Tröge, durch Seile miteinander verbunden
Georgetown (USA)	Chesapeake-Ohio- Kanal	1876	Längsaufzug		11,60	1:12	34,12	5,10	0,76	390	115	1 Trog mit Gegengewicht
Foxton (Großbritannien)	Grand-Junction-Kanal	1900	Queraufzug		22,85	1:4	24,40	4,47	1,50	; <del>-</del>	70	2 Tröge, durch Seile miteinander verbunden
Ronquières (Belgien)	Kanal von Charleroi nach Brüssel	1968	Längsaufzug	:	67,55	1:20	87,00	12,0	3,70	5700	1350	2 unabhängige Tröge mit Gegengewichten
Arzviller (Frankreich)	Rhein-Marne-Kanal	1969	Queraufzug	٠.	44,55 	1: 2,4	41,50	5,50	2,60	850	350	1 Trog mit Gegengewichten
Montech (Frankreich)	Seitenkanal der Garonne	1974	Wasserkeil		13,30	1:33,3	443 (Länge d. Rinne)	6,00		1400 (max.Gew. d. Wasser- keils)	350	
Krasnojarsk (UdSSR)	Jennisci	1976	Längsaufzug		102,0	1:10 1:20	90,0	18,0	3,3	8100	2000	1 selbstfahrender Trog ohne Gewichtsausgleich, Drehscheibe von 106 m Durchmesser zur Richtungsänderung
Fonserannes (Frankreich)	Kanal du Midi	1984	Wasserkeil		13,60	1:20	313 (Länge d. Rinne)	6,00		1200 (max.Gew. d. Wasser- keils)	350	

das bereits erwähnte Hebewerk von Strépy-Thieu im Canal du Centre, Belgien, verwiesen, das für 1.350 t-Schiffe gebaut wird und die vier hier seit mehr als 70 Jahren in Betrieb befindlichen Druckwasserhebewerke für 300 t-Schiffe ersetzen soll.

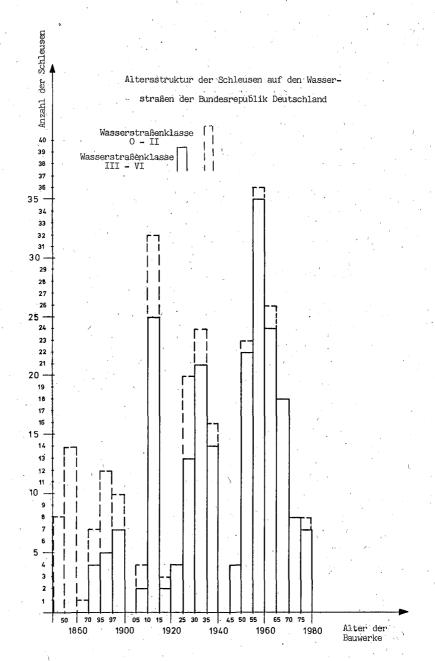


Abb. 19: Altersstruktur der Schleusen auf den Wasserstraßen der Bundesrepublik Deutschland

Die Schlußfolgerungen auf dem XXV. Kongreß 1981 (1. Abteilung, Frage 2) für die baulichen Fragen  $^{+}$ 

- ,,a) der Feststellung und Beseitigung von Unfallschwerpunkten und Engpässen sollte höchste Priorität gegeben werden;
- b) zur Verringerung der Wartezeit sollten angemessene Abstände zwischen den einzelnen Schleusen vorgesehen werden;
- c) zur Erhöhung der Sicherheit und zur Erleichterung der Durchfahrt durch die Schleusen sollte für eine angemessene Dimensionierung der Schleusenkammern, eine günstige Gestaltung der Zufahrten und der Schleuseneinfahrleitwerke selbst und für eine geeignete Ausrüstung zur Bedienung der Schleusen gesorgt werden, sowie für Abhilfemaßnahmen hinsichtlich der von den Schleusen ausgehenden Wellenbildung in kleineren Wasserstraßen''

stellen auch die vorrangig bei den Schleusen und Hebewerken zu lösenden Probleme dar. Bei allen Maßnahmen werden auch künftig in besonderem Maße die Gesichtspunkte der Umweltverträglichkeit zu berücksichtigen sein.



Abb. 20: Schleuse Würzburg (Main, Deutschland)

#### Literatur:

- [1] Internationaler Ständiger Verband für Schiffahrtskongresse: Einzelberichte, Generalberichte und Beschlüsse der bisherigen 25 Kongresse (soweit verfügbar).
- [2] Internationaler Ständiger Verband für Schiffahrtskongresse: ,,Programme der Arbeiten, Namen der Berichterstatter, Anträge und Beschlüsse der XII. Internationalen Schiffahrtskongresse 1885-1912", Brüssel 1913.
- [3] Commission Internationale pour l'étude des écluses, élévateurs de bateaux, cales seches et barrages en rivière: Rapport annuel, AIPCN-Bulletin Nr. 42 (1982), S. 122 124.
- [4] A. C. Agranov: "Multi-purpose exploitation of the Angara-Yenisey River Basin", AIPCN-Bulletin Nr. 26 (I/ 1977), S. 27 32.
- [5] J. Aubert: "Aménagement de nouvelles voies navigables", AIPCN-Bulletin Nr. 6 (IV/1970), S. 21 -42.
- [6] H. Dehnert: "Schleusen und Hebewerke", Springer-Verlag, Berlin 1954.
- [7] H. Donau et alt. "Die Schleuse Uelzen eine neuartige Sparschleuse mit hoher Leistungsfähigkeit", Der Bauingenineur (1977), S. 175 186.
- [8] M. Eckoldt: ,,Die Entwicklung der Kammerschleuse", Die Wasserwirtschaft (1949/50), S. 255-260, 290-295.
- [9] R. Hinricher: "Zur geschichtlichen Entwicklung der Schleusenverschlüsse und der Füll- und Entleerungseinrichtungen an Schleusen", Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen Nr. 8 (1970), S. 282 - 288.
- [10] J. Illiger: "Der Elbe-Seitenkanal und seine Abstiegsbauwerke", Jahrbuch der hafenbautechnischen Gesellschaft 33. Band (1969/71), S. 38 - 52.
- [11] M. Marchal, M. Tiphine: "Le plan incliné d'Arzviller", Editions de la Navigation du Rhin, Strasbourg 1964.
- [12] L. Parizot: ,,La pente d'eau de Fonserannes'', Travaux 4/1984.
- [13] H. Press: "Binnenwasserstraßen und Häfen", Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1956.
- [14] W. Roehle: "Historische Entwicklung, Aufgabenstellung und deren Lösung im Bau von Schleusen in Wasserstraßen", Stahlbau-Rundschau, Heft 29 (1966).
- [15] R. Thélu: "Les élévateurs à bateaux sur plan incline" projets et réalisations d'hier solutions d'aujourd'hui", Editions de la Navigation du Rhin, Strasbourg 1966.
- [16] R. Thélu: ,,Les écluses avant le 17<sup>e</sup> siècle recherches sur les origines des écluses à sas'', Navigation, Ports et Industries, Strasbourg 1978.
- [17] A. Weber Ritter von Ebenhof: ,,Bau, Betrieb und Verwaltung der natürlichen und künstlichen Wasserstraßen auf den Internationalen Binnenschiffahrts-Kongressen 1885 bis 1894", Wien 1895.
- [18] F. Wehrschütz: "Füll- und Entleerungssysteme von Schiffsschleusen mit großen Fallhöhen", Mitteilung des Institutes für Wasserwirtschaft, Grundbau und konstruktiven Wasserbau der Technischen Hochschule Graz, Heft 7/1962.
- [19] D. Wulf: "Schiffshebewerk Krasnojarsk am Jennisei", Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, 5/ 1980, S. 172 174.
- [20] —: "Studien zu Bau- und Verkehrsproblemen der Wasserstraßen", (2 Bände), Bundesverkehrsministerium der Bundesrepublik Deutschland, 1949.

## Deutsche Beiträge zum Buch

### "Hundert Jahre Internationaler Ständiger Verband für Schiffahrtskongresse"

#### Thema:

"100 Jahre Binnenhäfen in der Bundesrepublik Deutschland"

Hellmut Einwächter, Frankfurt Dr. Jochen Müller, Duisburg Dr. Joachim Richter, Braunschweig Werner Stroinski, Regensburg Gerhard Zahn, Karlsruhe.

#### Inhalt

Desighana

1.	Duisoutg	105
2.	Karlsruhe	178
3.	Frankfurt	185
4.	Braunschweig	189
	Baverische Landeshäfen	

Die Bundesrepublik Deutschland verfügt an den Bundeswasserstraßen über eine Vielzahl leistungsfähiger Binnenhäfen, die im Jahre 1983 insgesamt ein Aufkommen an Schiffsgüterverkehr von mehr als 280 Mio. t bewältigt haben.

Der Schwerpunkt liegt am Rhein und seinen Nebenflüssen. Große Binnenhäfen sind z.B. Karlsruhe, Mannheim, Ludwigshafen, Köln und Duisburg am Rhein, Heilbronn am Neckar, Frankfurt am Main, Regensburg an der Donau sowie Dortmund und Berlin an Kanalwasserstraßen.

Neben einer Vielzahl von öffentlichen Binnenhäfen gibt es eine Reihe von leistungsfähigen Werkshäfen, deren Umschlag sich jeweils auf ein bestimmtes Industriewerk beschränkt. Diese bedienen im wesentlichen Hüttenwerke, Kohlenzechen oder chemische Werke.

Die öffentlichen Binnenhäfen bieten mit ihrer vielschichtigen Infrastruktur die Basis für einen Verkehrsmarkt, auf dem sich nicht nur die Binnenschiffahrt, sondern verstärkt auch die landseitigen Verkehrsträger Bahn und Lastkraftwagen betätigen. Sie stellen Verknüpfungspunkte des Verkehrs dar und bilden optimale Standorte für Industrie und Handel.

Die Binnenhäfen bieten die Möglichkeit, alle auf der angrenzenden Wasserstraße verkehrenden Schiffe aufzunehmen, z.B. Motorgüterschiffe, Schiffsverbände und Küstenmotorschiffe.

Der Bau und die Verkehrsentwicklung der Binnenhäfen lief stets parallel mit der Schiffbarmachung der natürlichen Wasserstraßen und dem Ausbau künstlicher Kanäle sowie mit dem technischen Fortschritt in der Binnenschiffahrt.

Bis vor etwa hundert Jahren war die deutsche Binnenschiffahrt eine Schiffahrt der Ströme: des Rheins, der Weser, der Elbe und der Donau. Diese Flüsse waren bereits damals mit wasserbaulichen Mitteln reguliert. Auf ihnen wurden teilweise beachtliche Verkehrsleistungen erbracht. Neben den Seehäfen an ihren Mündungen entstanden früh leistungsfähige Binnenhäfen, z.B. Duisburg am Rhein, wo bereits 1860 etwa 0,9 Mio. t Kohle umgeschlagen wurden.

Der eigentliche Wasserstraßenausbau vollzog sich in den vergangenen einhundert Jahren in zwei verschiedenen Formen: Durch Stauregelung von Flüssen und durch Anlage von Kanälen.

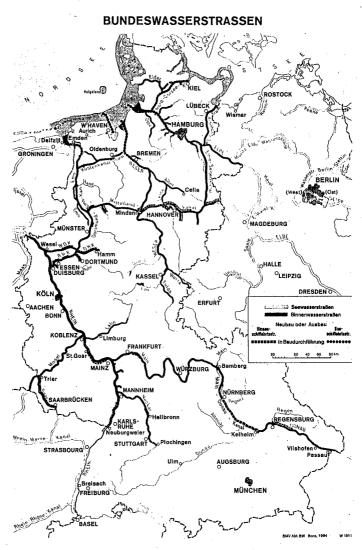


Bild 1: Bundeswasserstraßen im Jahre 1984

Die Stauregelung begann an den Nebenflüssen des Rheines. Als erster wurde ab 1883 der Main ausgebaut. 1886 war er bis Frankfurt schiffbar, 1920 schiffbar bis Aschaffenburg, 1942 bis Würzburg und schließlich 1962 bis Bamberg, von wo aus die Main-Donau-Wasserstraße weitergebaut wird.

Der Neckar wurde von 1923 bis 1935 von der Mündung bis Heilbronn ausgebaut. 1968 wurde der Endpunkt Plochingen erreicht.

Die Mosel wurde in nur 6 Jahren zur modernen Binnenwasserstraße umgestaltet und 1964 zwischen der französischen Grenze und dem Rhein in Betrieb genommen.

Der Oberrhein selbst wurde von Kembs bis Iffezheim staugeregelt. 4 Staustufen liegen im Zuge des Rheinseitenkanals (1928 - 1959), 4 Staustufen sind als Schlingenlösung ausgeführt (1961 - 1970) und 2 Staustufen sind unmittelbar im Rheinbett erstellt (1974 - 1977).

Zur Zeit werden die Donau unterhalb Regensburg und die Saar mit Staustufen ausgebaut.

Der erste größere Kanalbau in Deutschland diente dem Anschluß des Ruhrgebietes an den Seehafen Emden von Dortmund über die Ems (Inbetriebnahme 1897). In den späteren Jahren wurden die getrennten deutschen Stromgebiete in West-Ost-Richtung verbunden durch

Rhein-Herne-Kanal (1914)
Datteln-Hamm-Kanal (1914)
Mittellandkanal (1916 bis Hannover, 1938 bis zur Elbe)
Wesel-Datteln-Kanal (1930)
Küstenkanal (1935).

Nach dem zweiten Weltkrieg wurde für Hamburg mit dem Elbe-Seitenkanal eine Hinterlandverbindung geschaffen. Zur Zeit befindet sich der Main-Donau-Kanal im Bau.

Die Anlage der Binnenhäfen, der Ausbau der Ufer und Landverkehrswege sowie die Ausstattung mit Umschlagsgeräten erfolgte stets entsprechend dem technischen Fortschritt oder wurde diesem angepaßt. Diese Entwicklung in den vergangenen einhundert Jahren wird im folgenden an 5 typischen Beispielen dargestellt:

Duisburg am Niederrhein Karlsruhe am Oberrhein Frankfurt am Main Braunschweig am Mittellandkanal und Bayerische Landeshäfen an der Main-Donau-Wasserstraße.

#### 1. Duisburg

Duisburg galt bereits im 12. Jahrhundert als reger Handels- und Umschlagplatz. An einer Lände am noch heute bekannten Schwanentor in unmittelbarer Nähe von Rathaus und Innenstadt wurden zahlreiche Güter umgeschlagen. Der Rhein floß seinerzeit direkt am Stadtkern von Duisburg vorbei. Als im 13. Jahrhundert eine Naturkatastrophe zur Verlagerung des Rheinbettes führte, fand dieser blühende Handel ein Ende.

Die Duisburg-Ruhrorter Häfen verdanken ihre Entstehung und Entwicklung zu ihrer heutigen Größe der Kohle. Die Kohle wurde im 17. und 18. Jahrhundert in der Grafschaft Mark im Tagebau gewonnen. In kleinen Kähnen bis 10 t Tragfähigkeit wurde die Kohle die Ruhr

adwarts transportiert. Auf dem Knein war zu Anfang des 18. Jahrhunderts bereits der Verkehr mit Schiffen bis zu 200 t möglich, so daß sich das Umladen an der Ruhrmündung in Ruhrort anbot. Voraussetzung hierfür war aber der Bau eines sicheren Hafens, in dem die Kohle umgeschlagen und auch zwischengelagert werden konnte. So entstand um 1730 das erste Hafenbecken von 250 m Länge in der Nähe der heutigen Schifferbörse. Die Verwaltung dieses Ruhrorter Hafens ging 1756 an das Land Preußen über. Entscheidend für die weitere Entwicklung der Häfen war die Entstehung des Ruhrgebietes. Der Einsatz der Dampfmaschine führte vom Tage- zum Stollenbau bei der Kohlengewinnung. Die ersten Radschlepper auf dem Rhein erschlossen neue Absatzgebiete. Der Ausbau der Eisenbahn nahm eine stürmische Entwicklung. So folgte innerhalb weniger Jahrzehnte eine wesentliche Erweiterung der Hafenanlagen: 1837 Schleusenhafen, 1860 Nord- und Südhafen und 1872 Kaiserhafen. Außerdem wurde der Zugang vom Ruhrorter Hafen zum Rhein dadurch erheblich verbessert, daß die Ruhr nach Süden verlegt und durch eine Mole vom Hafenmund getrennt wurde.

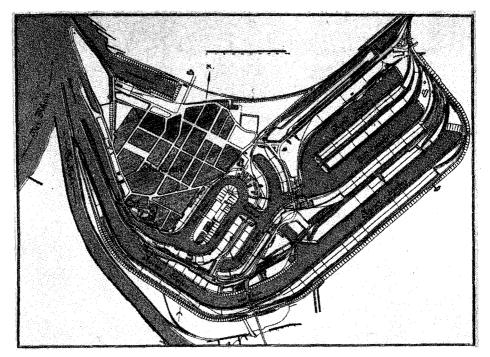


Bild 2: Der Ruhrorter Hafen im Jahre 1890

Während sich die Ruhrorter Häfen von Anfang an einer besonderen Förderung durch den preußischen Staat erfreuten, entstanden die Duisburger Häfen aus der Initiative Duisburger Kaufleute, die im Jahre 1828 den Rhein-Kanal-Aktienverein gründeten. Dieser baute im Jahre 1832 mit Mitteln, die aus Anleihen kamen, den früheren Altarm des Rheins zu einer Kanalverbindung aus und legten den Zollhafen an. 1840 folgte der Innenhafen. Außerdem wurde der Rheinkanal verbreitert und zum heutigen Außenhafen ausgebaut.

Die gegen Ende des vergangenen Jahrhunderts weiterhin außergewöhnlich steigende Verkehrsnachfrage zog deshalb schon weitere Hafenerweiterungen nach sich. So wurde im Bereich Duisburg 1898 der Parallelhafen gebaut. Die bedeutendste Erweiterung überhaupt vollzog sich von 1905 bis 1908. In dieser Zeit entstanden in Ruhrort die großen Hafenbecken A, B, C mit dem Hafenkanal als gesondertem Zugang zum Rhein, der auch gleichzeitig als Eingangsstrecke zum Rhein-Herne-Kanal dient. Damit verbunden war eine erneute Verlegung der Ruhr um eine Flußbreite nach Süden. Damit erreichten die Duisburg-Ruhrorter Häfen praktisch ihren heutigen Umfang. Hinzugekommen ist nach dem zweiten Weltkrieg lediglich der Ruhrhafen Neuenkamp, während Teile des Kaiserhafens, der Hellinghafen, der Zollhafen und der Hochfelder Nordhafen im Zuge der Gewinnung von Landflächen verfüllt wurden.

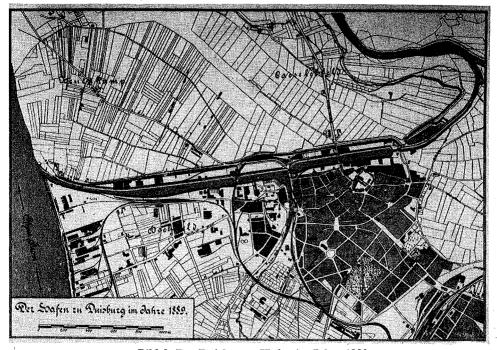


Bild 3: Der Duisburger Hafen im Jahre 1889

Die Gefahr eines unfruchtbaren Wettbewerbs der Häfen von Ruhrort und Duisburg sowie die Überlegungen für eine gemeinsame Erweiterung und deren Finanzierung führten zu der Vereinigung beider Häfen. Im Jahre 1905 wurde die Interessen- und Betriebsgemeinschaft der Häfen Ruhrort und Duisburg gegründet. Der Preußische Ruhrfiskus und die Stadt Duisburg brachten ihre Hafenanlagen ein zwecks gemeinsamer Verwaltung und Nutzung, wobei jedoch jeder Vertragspartner weiterhin Eigentümer seiner Anlagen blieb.

In den Jahren nach dem ersten Weltkrieg setzt sich allgemein die Erkenntnis durch, daß die Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit der Häfen besser durch die Umgestaltung der Organisationsform in einem nach privatwirtschaftlichen Grundsätzen betriebenen Unternehmen zu erreichen sei. Nachdem das Land Preußen und die Stadt Duisburg die gesetzlichen Voraussetzungen geschaffen hatten, wurde am 30. 9. 1926 die Duisburg-Ruhrorter Häfen AG ins Handelsregister eingetragen, deren Aktienkapital heute zu gleichen Teilen bei der Bundesrepublik Deutschland, dem Land Nordrhein-Westfalen und der Stadt Duisburg liegt.

### DUISBURGER HÄFEN

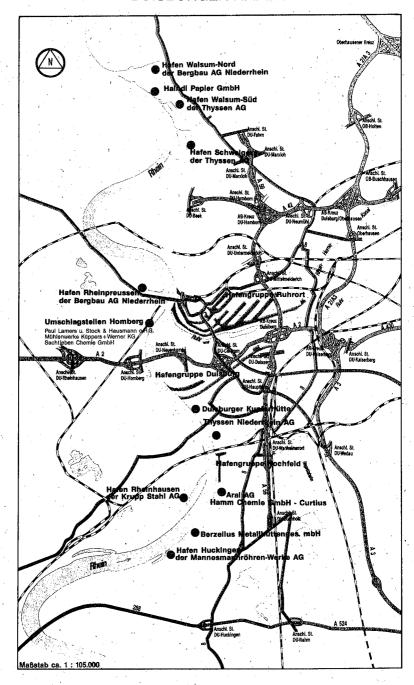


Bild 4: Die Duisburg-Ruhrorter Häfen im Jahre 1984

In den Duisburg-Ruhrorter Häfen wird eine Betriebsform praktiziert, bei der es zur Erfüllung der Verkehrsaufgaben zu einer echten Aufgabenteilung und Partnerschaft zwischen Hafenverwaltung und Privatwirtschaft kommt. Die Hafenverwaltung baut, unterhält und erneuert die Hafenbecken mit Uferanlagen, die Bahnanlagen und Straßen. Sie stellt die in ihrem Eigentum stehenden Grundstücke der Privatwirtschaft auf Pachtbasis zur Verfügung, die mit eigenen Anlagen den Umschlag- und Lagerbetrieb durchführt.

Der Schiffsumschlag in den Duisburger und Ruhrorter Häfen lag vor einhundert Jahren bei 4,7 Mio. t. Die Entwicklung der Umschlagszahlen verlief bis 1926 positiv, lediglich unterbrochen durch Auswirkungen des ersten Weltkrieges und der Inflation. 1926 war das bisher beste Jahr mit einem Umschlag von 27,7 Mio. t. Dieses Ergebnis wurde nur annähernd erreicht in den sehr guten Nachkriegsjahren 1974, 1978 und 1979 mit einem Gesamtumschlag jeweils zwischen 24,2 und 25,7 Mio. t. In den letzten Jahren, seit etwa 1980, liegt der Umschlag in den Duisburg-Ruhrorter Häfen zwischen 20 und 22 Mio. t.

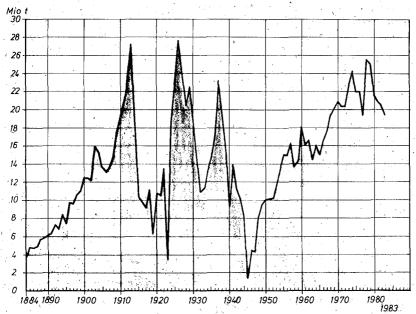


Bild 5: Umschlag in den Duisburg-Ruhrorter Häfen 1884 - 1983

Die Entwicklung der Umschlagszahlen war stark beeinflußt durch die Veränderung der Umschlagsgüter. Die Kohle bestimmte bis zum zweiten Weltkrieg die Umschlagszahlen im Hafen. Sie machte zeitweise bis zu 85% des Gesamtumschlages aus. Später ging ihr Einfluß zurück. Der Anteil des Produktes Kohle am Umschlag beträgt in den letzten Jahren nahezu konstant 4 Mio. t und damit anteilig 20 bis 25%. Ersatz für die Verluste bei der Kohle wurde lurch den Umschlag von Mineralölprodukten gewonnen, der zeitweise fast 5 Mio. Jahrestonnen betrug und sich nunmehr seit einigen Jahren bei 3,5 Mio. t stabilisiert hat. Große Bedeutung haben nach 1960 die Erztransporte erlangt. Dieses Umschlaggut liegt mit 6,5 Mio. t derzeit an der Spitze, hat jedoch in den Jahren nach 1979, dem Beginn der Stahlkrise, erhebliche Einbußen zu verzeichnen. Immerhin wurden in den öffentlichen Duisburg-Ruhrorter Häfen

in den besten Jahren über 11 Mio. t Erz pro Jahr umgeschlagen. Ein nicht unbedeutende Faktor in den letzten Jahrzehnten war der Umschlag von Stahlprodukten und Schrott.

Das Jahresergebnis des Jahres 1983 stellt sich wie folgt dar:

Erze	6,25 Mio. t
Kohle	3,95 Mio. t
Mineralöle	3,50 Mio. t
Eisen/Stahl	2,67 Mio. t
Baustoffe	1,33 Mio. t
Sonstiges	1,78 Mio. t
Gesamtumschlag	19,48 Mio. t
davon Rhein-See-Verkehr	1,18 Mio. t

In der Vergangenheit sind gewisse Umschlaggüter stark zurückgegangen oder nahezu gan verschwunden. Zu letzteren gehören u.a. Getreide, Holz und Kies. Neue Güter sind hinzuge kommen, in jüngster Zeit z.B. hochwertige Stahlprodukte, witterungsunabhängig umgeschla gen in einer über das Wasser auskragenden Halle, ferner Flüssiggas und vor allem in starl zunehmender Zahl Container sowie Ro-Ro-Umschlag.

Umschlagsteigerungen und Änderungen in den Güterarten wurden in Duisburg mit der gleichen Hafenbecken und den gleichen Uferanlagen vollzogen. Verändert wurde im Lauft der Zeit jedoch die Ufergestaltung, die Umschlagsgeräte, die Schiffsgefäße, die Lagermög lichkeiten und die Landverkehrswege.

Zur Zeit der Entstehung der Häfen wurden die Ufer wegen der relativ großen Höhe bedingt durch die Wasserstandsschwankungen des Rheins (Differenz zwischen den bisherfestgestellten Extremen über 11 m), ausschließlich in geböschter Bauweise ausgeführt. Als Beispiel dafür ist der dargestellte Uferquerschnitt zu betrachten.

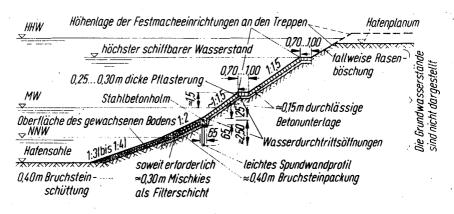


Bild 6: Böschungsufer

Dieses Ufer besteht aus 3 Abschnitten. Im unteren Bereich steht eine 1:3 bis 1:4 geneigte Böschung an, die mit geschütteten Wasserbausteinen befestigt ist. Der durch eine Spundwanc mit Betonholm gesicherte mittlere Böschungsabschnitt ist mit einer ca. 0,30 m starken Pflasterung gesichert. Nach einer weiteren Berme schließt sich nach oben der steilere obere Abschnitt an, der ebenfalls gepflastert ist.

Bei den Hafenerweiterungen in den Jahren 1904-1908 wurden erstmalig Uferbefestigungen in Form von Stahlbetonbohlwerken, die einen Höhenabschnitt von 3 m überbrückten, angewendet. Dieser Uferausbau hat gegenüber der durchgehenden Böschung den Vorteil, daß Schiffe ca. 4 m näher an die Betriebsanlagen herankommen und Gelände gespart wird. Zwischen Steinschüttung darunter und Steinpflasterung darüber wurden 11 cm starke Spundbohlen aus Stahlbeton eingebaut. In Abständen von 6 m wurden zur Bildung von Böcken je 2 Stahlbetonpfähle zum Land bzw. zum Wasser 1:4 geneigt eingerammt, um die Stabilität der Bohlen herzustellen.

Geböschte Ufer haben den Nachteil, daß Schiffe unterschiedlich weit von der Uferanlage entfernt liegen und diese besonders weite Ausleger haben muß. Teilweise wurde dem entgegengewirkt, indem die Böschungen mit Kranbühnen überbaut wurden. In wenigen Fällen, so z.B. bei der Speditionsinsel in Ruhrort und beim Parallelhafen in Duisburg, wurden in einigen Abschnitten direkt senkrechte Ufermauern errichtet, die jedoch lediglich 1 m unter der damaligen Hafensohle gegründet wurden. Die Gründung erfolgte mit Brunnen von quadratischem Grundriß mit 6 m Seitenlänge. Dazwischen wurden gemauerte Gewölbe errichtet und zum Hinterland mit Stahlbetonbohlen abgedichtet.

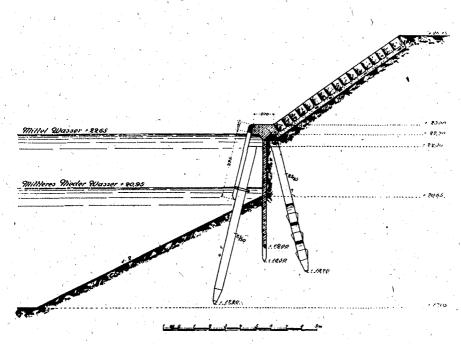


Bild 7: Böschung mit Betonbohlwerk im Querschnitt

Der nachstehende Vergleich zeigt den Wandel in den Konstruktionen der Ufereinfassungen in diesem Jahrhundert:

1908 geboscht			, ,			32.100 m
geböscht mit Bohlwerk						9.900 m
senkrecht (Kaimauer)				* .		3.600 m
Gesamtuferlänge						45.600 m

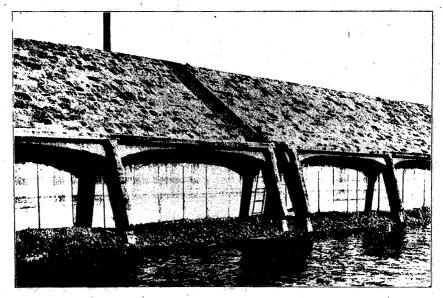


Bild 8: Böschung mit Betonbohlwerk in der Ansicht

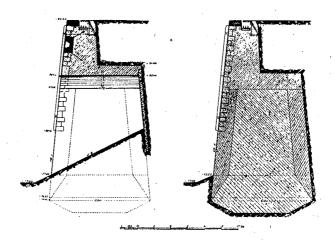


Bild 9: Kaimauer in Duisburg um 1908

1984	geböscht	
	geböscht mit Bohlwerk	
	senkrecht bzw. teilgeböscht (Spundwand)	
	Gesamtuferlänge	

15.400 m 4.000 m 23.700 m 43.100 m

Die Gründe für die Umgestaltung der Ufer waren neben hafen- und schiffahrtsbetrieblichen Belangen hauptsächlich die Folgen der Sohlenerosion des Rheins. Aufgrund verschiedener Einflüsse ist das Geschiebegleichgewicht des Rheinstromes gestört worden. Die fließende Welle des Rheins hat mehr Sohlenmaterial abtransportiert, als vom Oberstrom zugeführt

wurde. Das führte zum Absinken der Wasserstände, insbesondere im Niedrigwasserbereich. Das Maß der Sohlenerosion spiegelt sich in den festgesetzten gleichwertigen Wasserständen wider. Danach ist es an allen deutschen Pegeln von Mainz an abwärts zu erheblichen Sohlensenkungen gekommen. Besonders betroffen ist die Niederrheinstrecke, was sich in dem starken Absinken des GlW an den Pegeln Düsseldorf und Emmerich, aber ganz besonders Ruhrort ausdrückt.

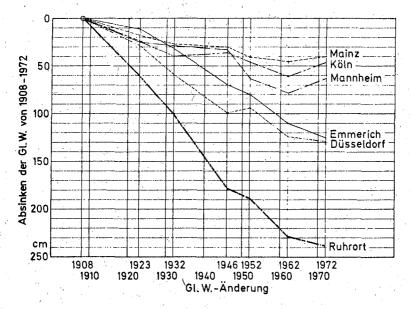


Bild 10: Entwicklung des Gleichwertigen Wasserstandes an den Richtpegeln des Rheins

Die Rheinerosion tritt im Raum von Duisburg ungefähr seit 1880 auf. Seitdem trat eine Senkung von etwa 2,80 m auf. Seit 1908 etwa 2,65 m. Dabei ist es zwischen Duisburg und der holländischen Grenze zu einem Verlust an Sohlenmasse von etwa 60 Mio. m³ gekommen. Die Absenkungen des Wasserspiegels waren besonders stark in den Jahren zwischen den beiden Weltkriegen und nochmal in den fünfziger Jahren. Mittlerweile hat das Maß der Eintiefung offensichtlich nachgelassen, was der Vergleich der GlWwerte der letzten Jahrzehnte zeigt.

Die Gründe für die Rheinsohlenerosion waren folgende:

- 1. Die Umwandlung des natürlichen Stromes in einen mit wasserbaulichen Mitteln begradigten und festgelegten Strom erhöhte das Gefälle und verhinderte die Seitenerosion.
- 2. Kiesbaggerungen im Strom.
- 3. Verminderte Geschiebezufuhr vom Oberstrom durch Stauregelung des Rheins und der Nebenflüsse.
- 4. Verstärkte Angriffe auf die Sohle durch Schiffsschrauben.
- 5. Streckenweise Senkung durch Bergbau.

Die Auswirkungen auf die Duisburg-Ruhrorter Häfen waren und sind beträchtlich, da die Wasserstände in den Häfen mit denen des Rheins korrespondieren, d.h., sie sanken im Niedrigwasserbereich im gleichen Maße ab, während die Sohlenlage zunächst unverändert blieb.

Anfangs konnte man dem Absinken der Rheinsohle folgen, indem die Hafensohlen einfach tiefer gebaggert wurden, wobei allerdings auch ein Teil der ursprünglich im Hafen vorhandenen Übertiefe gegenüber dem Rhein von etwa 1 m verlorenging. Bald zeigte es sich, daß aber an Uferstrecken mit Kaimauern ein Tieferbaggern nicht mehr möglich war, weil die Gründungstiefe der Bauwerke nicht mehr ausreichte. Aber auch Hafenteile mit geböschten Ufern konnten bald nicht mehr vertieft werden, weil in diesen Hafenteilen der Wasserquerschnitt zu gering wurde und auch die Krane bei Niedrigwasser nicht mehr in die Schiffsgefäße gelangen konnten. Das führte zwangsläufig zum Ausbau der Ufer mit senkrechten Uferabschnitten über die ganze Höhe oder Teile davon.

Der Uferausbau in den Duisburg-Ruhrorter Häfen geschieht heute so, daß die vorhandenen geböschten Ufer in ihrem unteren Bereich in senkrechter Form und oben mit einer aufgesetzten Pflasterböschung ausgebaut werden. Die sogenannte gebrochene Ufergestaltung hat sich baulich, betrieblich und auch im Sinne der Unterhaltung in den Duisburg-Ruhrorter Häfen gut bewährt. Sie fand auch Eingang in die Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen".

Unter Berücksichtigung der Erfahrungen, die in den Duisburg-Ruhrorter Häfen gemacht wurden, wird die Grenze zwischen senkrechtem und geböschtem Uferteil in Form einer 70-cm-breiten Berme auf einer Höhe von NN + 22,25 m angelegt. Das entspricht einem Maß von einem Meter über Mittelwasser und gestattet das Festmachen der Schiffe am senkrechten Uferabschnitt an 315 Tagen des Jahres im langjährigen Mittel.

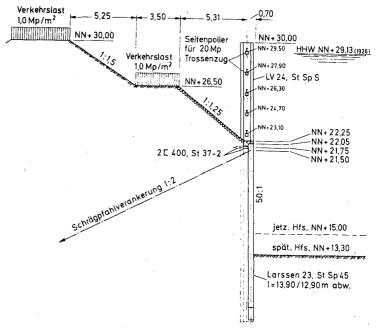


Bild 11: Teilgeböschte Uferbauweise

Der senkrechte Uferausbau erfolgte in allen Fällen der vergangenen Jahre in Spundwandbauweise. Entsprechend der vorliegenden Boden- und Belastungsverhältnisse wurde die Wahl

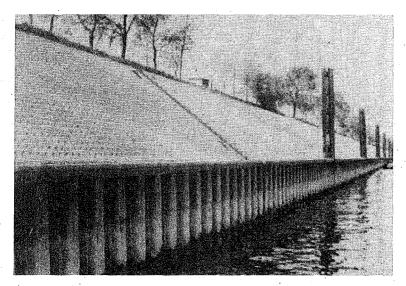


Bild 12: Teilgeböschtes Ufer in den Duisburg-Ruhrorter Häfen

des Spundwandprofils getroffen, was meistens zu dem Profil Larssen 23 oder 24 führte. Die Länge der Spundbohlen beträgt im Regelfall 12 bis 14 m, wobei von der Möglichkeit der gestaffelten Rammung aus rammtechnischen und wirtschaftlichen Gründen Gebrauch gemacht wird. Bei der derzeitigen Hafensohle beträgt die Rammtiefe der Bohlen etwa 6 bis 8 m. Als Ankerelement hat sich der Einbau von Rammverpreßpfählen insbesondere auch deshalb als äußerst günstig erwiesen, weil die Aufbauten auf den Ufern nicht beeinträchtigt werden. Verwendung fanden überwiegend Rundstahlanker bis zu 3 1/2 Zoll Durchmesser mit Längen von etwa 17 m bei einer Rammneigung von 1:1 bis 1:2, die über einen Gurt kraftschlüssig mit den Spundbohlen verbunden sind.

Bei den bereits 1908 errichteten senkrechten Ufermauern mußten wegen der geringen Gründungstiefe von lediglich 1 m unter der damaligen Hafensohle bereits ab 1935 Sicherungsmaßnahmen in Form von vorgerammten Spundwänden vorgenommen werden. Diese Uferstrekken, vor allem im Bereich der Speditionsinsel, mußten ab 1975 erneut ausgebaut werden, weil die Sicherungsspundwände durch Schiffsbetrieb beschädigt oder wegen weiterer Sohlensenkungen statisch nicht mehr ausreichend waren. So gibt es bereits jetzt 2.500 m Ufer, bei denen eine doppelte Spundwand vorhanden ist.

Bei der technischen Ausstattung der Häfen wurde stets Wert darauf gelegt, daß sie dem neuesten technischen Standard entsprechen und darüber hinaus auch Weiterentwicklungen zur Steigerung der Leistungsfähigkeit der Häfen gefördert wurden. Einige technische Planungen und Entwicklungen, die von der Bau- und Planungsabteilung der Duisburg-Ruhrorter Häfen AG entstanden, sind im folgenden erwähnt:

#### Koppelplätze für Schiffsverbände

Dem steigenden Anteil der mit Schubschiffen transportierten Güter in den Duisburg-Ruhrorter Häfen wurde bei der Ausgestaltung der Ufer Rechnung getragen. Deshalb war es erforderlich, daß den Schub- und Koppelverbänden für das Zusammenstellen und Auflösen Liege-

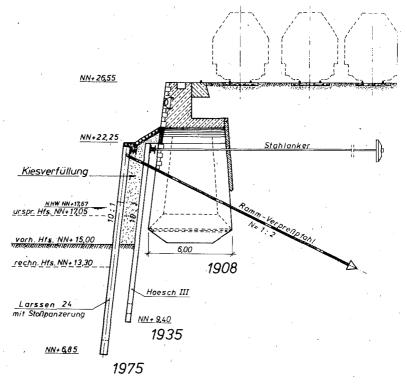


Bild 13: Ufermauer mit doppelter Spundwandsicherung (Bauabschnitt 1908, 1935, 1975)

plätze in den Hafenmündungen zur Verfügung gestellt wurden. Die Koppelmanöver der Verbände auf dem Strom sind zeitraubend und gefährlich. Es mußten deshalb andere Möglichkeiten geschaffen werden. Dafür wurden die für den Ausbau in der gebrochenen Form vorgesehenen Uferstrecken der Südufer von Hafenmund und Hafenkanal mit schweren Stahlpfählen vom Profil LV 24 mit insgesamt 22 m Länge im Abstand von rund 45 m ausgerüstet. Dadurch wird gewährleistet, daß die Schubleichter bei jedem Wasserstand an senkrechten Führungen einwandfrei festgemacht werden können und besonders bei fallenden Wasserständen keine Schäden verursachen. Die in die Uferflucht eingefügten Stahlpfähle sind im senkrechten Abstand von 1,5 m mit Pollern versehen, die für einen erhöhten Pollerzug von 20 t berechnet sind.

#### Böschungsvernadelung

Erhöhte Auflasten bei einem teilgeböschten Ufer gefährdeten die Standsicherheit der Böschung insbesondere bei hohen Wasserständen durch Ausbildung von bestandsgefährdeten Gleitkreisen. Um den gefährdeten Bereich der Böschung mit dem standsicheren Untergrund zu verbinden, wurden in die Böschung in 2 Reihen Z-Spundbohlen gerammt. Diese wirken wie Nadeln und treffen den ungünstigsten Gleitkreis etwa nach 2 m und binden dann noch 5 m in den festen Untergrund ein. Dieses Verfahren wurde 1971 erstmalig im Südhafen Hochfeld angewendet und 1977 an einem weiteren Uferabschnitt am Hafenmund wiederholt.

### Betonsteinpflaster in Sechseckform

Jahrzehntelang wurden die Böschungen oberhalb senkrechter Uferabschnitte mit Ruhrsandsteinen aus nahegelegenen Steinbrüchen an der Ruhr befestigt. Diese bis zu 50 kg schweren Steine wurden in ein Sandbett versetzt und die Fugen mit Mörtel geschlossen. Zunehmend ergaben sich Schwierigkeiten, weil diese Natursteine nicht mehr in ausreichender Menge geliefert werden konnten und auch die Fachkräfte für die Verlegung im Uferbereich fehlten.

So wurde 1973 eine qualitativ gleichwertige bzw. sogar höherwertige Bauweise in Form von sechseckigen Betonsteinen entwickelt. Bei einer Breite von 26 cm und einer Dicke von 25 cm wiegt ein einzelner Stein ca. 35 kg. Es ergibt sich ein Flächengewicht von 570 kg/m². Durch die Sechseckform wird ein allseits guter Verbund erreicht. Verlegt werden die Steine allgemein als Dreierelemente auf eine gut verdichtete Böschung, in der in Duisburg üblichen Neigung von 1:1,25, die mit einer 15 cm starken Betonschicht vorher befestigt wurde und somit eine glatte Oberfläche erhielt.

Diese Art der Böschungsbefestigung ist äußerst widerstandsfähig. Es sind im Gegensatz zu den Natursteinböschungen bisher keinerlei Beschädigungen aufgetreten.

### Glatte Uferwand durch Spezialspundbohlen (Spundwandpanzerung)

Der steigende Verkehr mit kastenförmigen Schubleichtern und auch modernen Motorgüterschiffen in Pontonbauweise führt bei nicht ganz exaktem Anlegen am Ufer, beim Abstoppen der Fahrt oder Wenden zu Spundwandbeschädigungen in Form von Beulen, Quetsch-und Stauchzonen. Bei älteren Spundwänden, die teilweise aus sprödbruchanfälligem Kohlenstoffstahl bestehen, entstanden Risse, Brüche und Löcher in gefährlichem Ausmaß, Spundwände aus jüngerer Zeit erlitten Beulen. Teilweise waren die Beschädigungen auch auf die Vergrößerung des Breitenmaßes einer Doppelbohle von 0,80 m auf 1,00 m und die damit verbundene Vergrößerung der Spundwandtäler zurückzuführen.

Da mit Änderungen im Binnenschiffbau in absehbarer Zeit nicht zu rechnen ist und die derzeit verkehrenden Schiffe teilweise noch auf Jahrzehnte die Häfen anlaufen werden, mußten Konsequenzen beim Uferbau gezogen werden. Die Entwicklungen gingen dahin, aus der wellenförmigen Spundwandoberfläche eine glatte zu bilden, an der die Schiffe abgleiten können.

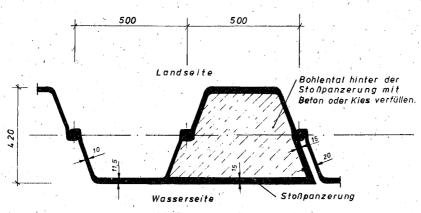


Bild 14: Gepanzerte Spundwand

Dabei wurden vorgefertigte Stahltafeln in der Stärke der Spundwandrücken maßgerecht in die Doppelbohle vor dem Rammen eingeschweißt. Diese Bleche und damit die glatte Oberfläche der Uferwand reichen von der Oberkante der Spundwand bis etwa in Höhe des NNW.

Der entstehende Zwischenraum zwischen Spundbohle und Blechen wurde mit Beton ausgefüllt. Bisher wurden etwa 2.300 m Ufer in dieser Form ausgebaut. Diese Bauweise hat sich bestens bewährt. Schwerste Belastungen, z.B. das Anlegen von Viererschubverbänden, haben bisher zu keinerlei Schäden geführt.

#### 2. Karlsruhe

Die Städtischen Rheinhäfen Karlsruhe bestehen aus dem bei Rhein-km 359,9 gelegenen Rheinhafen und dem bei Rhein-km 367,5 gelegenen Ölhafen. Seit Inbetriebnahme des Rheinhafens im Jahr 1901 war der Hafen eine wesentliche Voraussetzung für die gewerbliche Entwicklung der Stadt Karlsruhe und ihres Umlandes. Geographisch ideal zum Nachbar Frankreich gelegen und verkehrsgünstig über eine der leistungsfähigsten Wasserstraßen Europas mit den Seehäfen im Rheinmündungsgebiet verbunden, verfügt Karlsruhe über eine herausragende Basis im internationalen Warenverkehr. Mit dem Bau des Ölhafens im Jahr 1962 wurde dann die Voraussetzung geschaffen, in Karlsruhe auch bedeutende Betriebe der Mineralölindustrie anzusiedeln.

Am 22. 4. 1901 lief — nach nur 1 1/2jähriger Bauzeit — das erste beladene Güterschiff in den Rheinhafen ein. Es war ein mit Kies beladener Kahn. Bei Betriebsbeginn waren im Hafen drei elektrisch betriebene Halbportalkrane mit einer Tragfähigkeit von 2,5 t vorhanden. Der Rheinhafen war für einen Umschlag von 300.000 t pro Jahr ausgelegt. Er bestand zunächst aus dem 830 m langen Mittelbecken, dem 740 m langen Südbecken sowie einem kleinen Petroleumhafen.

Die Hafenbecken waren durch einen 1,9 km langen und nur 20 m breiten Stichkanal mit dem Rhein verbunden. In den 7 Monaten des ersten Betriebsjahres 1901 wurden bereits 921.000 t Güter umgeschlagen.

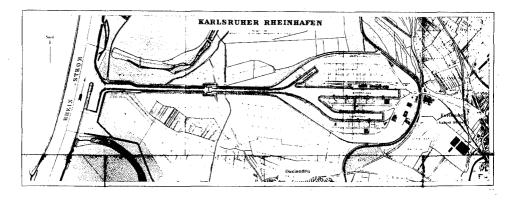


Bild 15: Rheinhafen Karlsruhe 1901

Der Hafen hatte eine reine Handelsfunktion, die sich auf die Lager- und Vorratshaltung sowie auf die Verteilung von Gütern auch über den engeren Standortbereich erstreckte. Bereits im Jahr 1913 betrug der Gesamtumschlag dann schon 1,48 Mio. t, die sich aufgliedern in:

876,000 t Kohle
2,000 t Mineralölprodukte
93,000 t Baustoffe
507,000 t sonstige Güter (im wesentlichen Stückgüter).

Der Anteil der Stückgüter war damit aus heutiger Sicht gesehen unverhältnismäßig groß.

Man sah im Hafen aber nicht nur ein Instrument für den Umschlag und die rein gewerbliche Zweckbestimmung; die Erbauer hatten seinerzeit auch einen stark ausgeprägten Sinn für lie Schönheit der Bauwerke. So wurden nicht nur das Verwaltungsgebäude, sondern auch die Lagerhallen entsprechend dem Stil der Zeit gebaut.

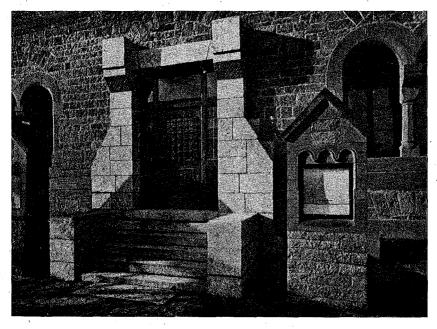


Bild 16: Haupteingang zur Werfthalle

Hierzu wird aus der Festschrift zur Eröffnungsfeier des Rheinhafens zitiert:

"Aus Schönheitsgründen sind die Säulen (gemeint sind die Plakatsäulen für die öffentliche lekanntgabe von Verordnungen und Nachrichten) jeweils in organische Verbindung gebracht nit den Hafenbauten selbst; zwei flankieren das Eingangsportal zur Werfthalle, die dritte bilet zusammen mit dem westlichen Ausbau des Verwaltungsbaues eine malerische Gruppe."

Am Verwaltungsgebäude wurden kunstvoll Figuren zur Verzierung angebracht.



Bild 17: Eckfigur am Verwaltungsbau



Bild 18: Seemannskopf am Verwaltungsba

Auch der wuchtige Bau des Getreidelagerhauses wurde mit ornamentartigen Verzierunge im Backsteinmauerwerk versehen. Im Dachstock dieses Bauwerkes waren an der Wasserseit zwei Winden mit je 1.000 kg Tragfähigkeit zum Transport von gesacktem Getreide, Mel oder Stückgut eingebaut, welche sowohl in den Keller als auch in die verschiedenen Stockweike fördern konnten. Die maschinellen Einrichtungen waren elektrisch angetrieben und hatte Motoren mit einer Gesamtleistung von 200 PS.

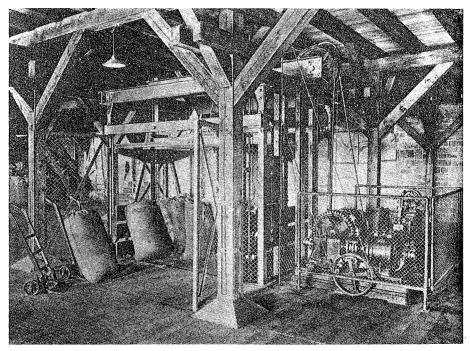
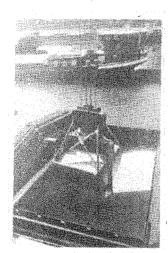


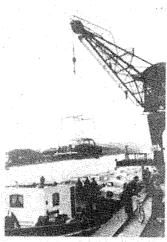
Bild 19: Elektrischer Aufzug im Getreidelagerhaus

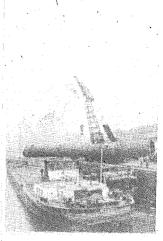
Auch die Lastenaufzüge wurden elektrisch angetrieben; sie hatten eine Tragfähigkeit von 1,5 t.

Der rasche und ununterbrochene Anstieg der Umschlagziffern in den ersten Jahren nach der Eröffnung des Hafens war der Grund für einen weiteren Ausbau. Bereits im Jahr 1911 wurde das kleine Becken, das ursprünglich nur für den Petroleumverkehr vorgesehen war, zum Nordbecken mit einer Länge von 1.090 m ausgebaut. Ein weiteres Becken — das Südwestbecken — wurde im Jahr 1916 vollendet. Im Jahr 1934 ist dann mit dem Bau eines fünften Beckens begonnen worden.

Inzwischen war Kohle das wichtigste Umschlaggut im Karlsruher Hafen geworden. Von hier aus wurde Südwestdeutschland versorgt. Aber auch bedeutende Mengen an Holz, Getreide, Eisen und Baustoffen wurden umgeschlagen.







Bilder 20, 21 und 22: Umschlag im Hafen Karlsruhe

Die Entwicklung des Rheinhafens ging bis zum Jahr 1939 stetig aufwärts. Der zweite Weltkrieg brachte dann einen schweren lang andauernden Rückschlag. 60% des gedeckten Lagerraumes gingen in Flammen auf; auch Gleis- und Umschlaganlagen wurden schwer betroffen. Immerhin wurden im Jahr 1944 kurz vor Ende des Krieges im Karlsruher Hafen noch 2 Mio. t umgeschlagen.

Erst im Jahr 1958 konnte aber das Vorkriegsniveau mit rd. 3 Mio. t wieder erreicht werden. In der Folgezeit stieg dann der Umschlag als wichtiger Indikator der wirtschaftlichen Aktivitäten steil an und erreichte im Jahr 1983 — einschließlich der Mengen, die in dem 1963 in Betrieb genommenen Ölhafen umgeschlagen wurden — die Rekordmarke von 11,2 Mio. t.

Inzwischen war auch im Rheinhafen ein Strukturwandel eingetreten. Neue Produkte wie Flüssiggas und neue Transporttechniken wie der Containerverkehr wurden integriert.



Bild 23: Flüssiggas-Tanklager während des Baues

Das Produkt Flüssiggas verlangte erhöht Sicherheitsmaßnahmen; besondere Warnsysteme wurden installiert, Verladeanlagen mit automatischen Abschaltvorrichtungen für den Umschlag gefährdender flüssiger Stoffe wurden errichtet.

Für den Containerverkehr wurde am Becken VI (ehemaliges Verbindungsbecken) eine spezielle Umschlaganlage und ein Lagerplatz mit einer Fläche von 15.000 m² errichtet und ausgebaut. Das Ufer am Containerkran wurde abgespundet, um ein sicheres Anlegen der Schiffe zu gewährleisten.

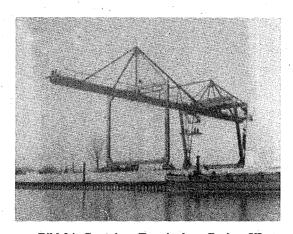


Bild 24: Container-Terminal am Becken VI

Die Steigerung der Leistungen im Straßengüterverkehr hatten zur Folge, daß auch die Hafenstraßen und die Ladestraßen an den Lagerhäusern ausgebaut und den Belastungen angepaßt wurden.

Aber auch Verbesserungen im Schienenverkehr — z.B. der Einsatz von Wagen mit größerem Fassungsvermögen — zwangen zum Anpassen und Ausbau der vorhandenen Gleisanlagen.

Verbunden war damit auch eine Zunahme des direkten Umschlags Schiff auf Bahn (besonders bei Kohle), aber auch umgekehrt Bahn auf Schiff (besonders bei großvolumigen Stückgütern).

Der Rheinhafen hat sich somit den strukturellen Veränderungen im Güterverkehr angepaßt; die Umschlaganlagen, Infrastruktur und die wasserbaulichen Anlagen wurden den Erfordernissen entsprechend ausgebaut.

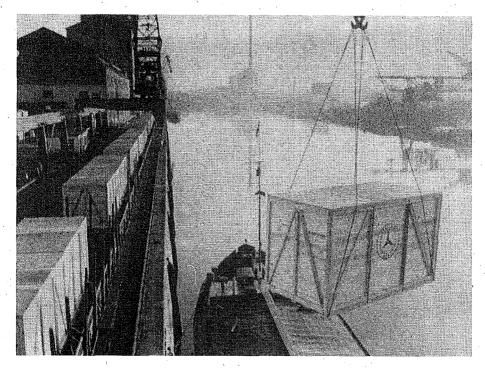


Bild 25: Stückgutumschlag

Am 24. 4. 1963 wurde der 7,5 km vom Rheinhafen stromabwärts gelegene städtische Ölhafen eröffnet. Der Bau dieses Hafens war notwendig geworden, um die zwei Raffinerien, die auf der Gemarkung Karlsruhe angesiedelt wurden, an die Wasserstraße anzuschließen. Der Ölhafen ist somit ein reiner Industriehafen. Das Rohöl für die Raffinerien kommt über Pipeline von Marseille (Societé du Pipe-Line Sud Européen (SPLSE)) bzw. von Triest (Transalpine Ölleitung GmbH). Die Fertigprodukte gehen dann teilweise per Schiff über den Ölhafen bzw. Rückstandsprodukte von anderen Raffinerien werden per Schiff angeliefert.

Der Umschlag gefährdender flüssiger Stoffe erfordert besondere Hafeninfrastrukturen, die sowohl die sicherheitstechnischen als auch die betrieblichen Belange berücksichtigen. Der Hafen muß durch Form, Abmessungen und Anordnung der wasserbaulichen Anlagen dem Benutzer die Möglichkeit geben, bestehende Vorschriften und Bestimmungen sowie betriebliche Erfordernisse einhalten zu können.

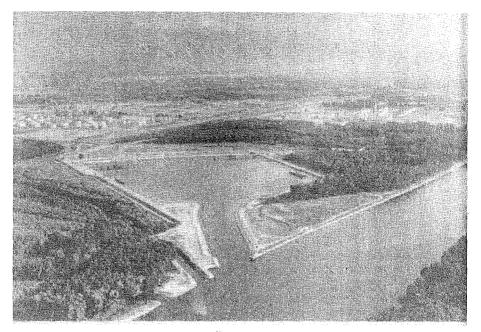


Bild 26: Ölhafen Karlsruhe

Für den Ölhafen Karlsruhe wurde das Becken so groß gewählt, daß es auch wartende Schif fe aufnehmen kann. Dies war einerseits notwendig, weil Warteplätze am Strom wegen de dort vorhandenen Buhnen nicht eingerichtet werden konnten, andererseits wurde auch da Aushubmaterial für die hochwasserfreie Lage der anzusiedelnden Raffinerien benötigt. Di Warteplätze wurden im Mündungsbereich angeordnet, während die Verladepiers — ursprünglich drei, heute fünf und zusätzlich eine Umschlagstelle für Flüssiggas — im hinterer Teil des Beckens gebaut wurden. Die Verladepiers wurden als Plattform auf Stützen ausgebil det, auf denen sich die eigentlichen Umschlaganlagen befinden. Die Schiffe machen an davo angeordneten Dalben fest. Der gesamte Bereich der Umschlagstellen wurde als Sicherheitszo ne ausgewiesen.

Der Ölhafen Karlsruhe hat sich in den ersten 20 Jahren seines Bestehens in einer Weise ent wickelt, die kaum vorauszusehen war. Trotz der Ölkrise Anfang der 80er Jahre wurden in Jahr 1983 allein in diesem Hafenbecken 8,36 Mio. t Mineralölprodukte umgeschlagen.

Das Land Baden-Württemberg hat außer wenigen Anlagen zur Gewinnung von Wasserkraft keine Vorkommen an Primärenergie, im sekundären Energiebereich ist gerade deshalt der Raum Karlsruhe für diese Region ein wichtiger Standort. Die positive Entwicklung im Umschlag von Mineralölprodukten führte zur Bezeichnung "Energieölkreuz Südwest".

Die Karlsruher Häfen erfüllen die für den Raum unentbehrliche Funktion der Lager- und Vorratshaltung sowie der Verteilung und Behandlung von Gütern aller Art.

Der Rheinhafen, ursprünglich ein reiner Umschlaghafen, mit Handelsfunktion für das Stadtgebiet Karlsruhe und das engere Umland entwickelte sich im Laufe der Jahrzehnte zu

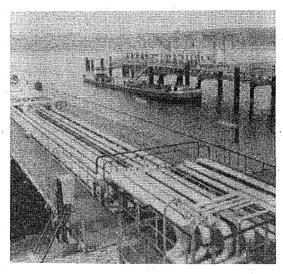


Bild 27: Umschlagspier für Mineralölprodukte

einem Handelshafen, der weite Teile der südwestdeutschen und der angrenzenden Gebiete versorgt. Dies gilt insbesondere für Massengüter.

Im Ölhafen werden nur Mineralölprodukte und Flüssiggase umgeschlagen; insofern besteht eine Mono-Struktur. Die an diesem Hafen angesiedelten Raffinerien sind ebenfalls über landgebundene Verkehrswege an das überörtliche Straßennetz bzw. an das Schienennetz optimal angebunden.

Die Entwicklung der Karlsruher Häfen von der kleinen Umschlagstelle zum überregionalen Umschlagplatz und nach Ausbau des Ölhafens zum wichtigen Industriestandort ist sicher noch nicht abgeschlossen. Auch in den kommenden Jahren werden die Umschlagfirmen und die Hafenverwaltung am Ausbau und an der Modernisierung des für Industrie und Handel so wichtigen Instrumentes "Hafen" weiterarbeiten.

### 3. Frankfurt

Frankfurt am Main hat seit dem 13. Jahrhundert seine zentrale Funktion als Handelsstadt in Mitteleuropa ständig ausgebaut. Nicht zuletzt verdankt es seine heutige führende Position einer hervorragenden Verkehrsinfrastruktur für alle Verkehrsträger zu Wasser, zu Lande und in der Luft. Dabei spielt der Main — als Schiffahrtsweg immer wieder modernen Anforderungen angepaßt — eine bedeutende Rolle. Dies wird sich nach Fertigstellung der Verbindung zur Donau Anfang der 90er Jahre noch verstärken. Der Aufschwung begann mit dem ersten Ausbau des Untermains zur Großschiffahrtsstraße in den Jahren 1883/86. Dabei wurden auf Drängen Frankfurts die fünf Schleusen der Strecke bis Frankfurt so dimensioniert, daß die größten, den Rhein damals befahrenden Schiffe und Schiffsverbände auch Frankfurt anlaufen konnten. Entscheidend für die Entwicklung des öffentlichen Hafens Frankfurt war die Inbetriebnahme des Westhafens im Zusammenhang mit der neuen Großschiffahrtsstraße im

Jahre 1886. Der Westhafen besteht in seinen wasserbaulichen Anlagen auch heute noch nahezu unverändert, nur die oberstromig angeordnete Einfahrt ist geschlossen worden.

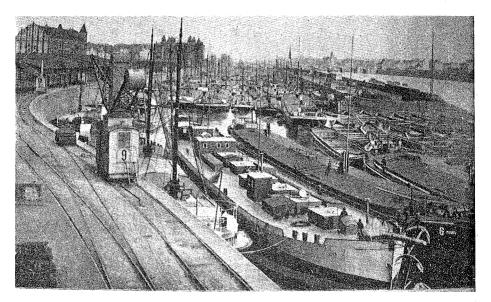


Bild 28: Der Frankfurter Westhafen als Sicherheitshafen bei Eisgang

Der für Schüttgüter konzipierte Hafen, in dem zu Anfang die Schiffe so dicht lagen, daß er "trockenen Fußes" überschritten werden konnte, dient heute überwiegend dem Massenumschlag von Kohle, Kies und Getreide. Nach den Kriegszerstörungen wurde 1949 wieder ein großes Getreidesilo aufgebaut und die alten Lagerhallen instandgesetzt. Den Entwicklungen der Lagertechnik entsprechend sind heute aber nur die unteren Stockwerke speditionell nutzbar. Für die oberen Stockwerke konnte eine glückliche Lösung gefunden werden. Aus kleinen Anfängen heraus hat sich hier ein großes Teppichhandelszentrum entwickelt.

Ob der Westhafen in seiner jetzigen Struktur noch einmal 100 Jahre bestehen wird, ist offen. Im Rahmen der Entwicklung Frankfurts hat sich seine ursprüngliche Randlage zur citynahen Lage hin entwickelt und ist damit für andere Nutzungen interessant geworden.

In allen Diskussionen darüber hat sich der Westhafen aber mit seiner hervorragenden Verkehrsinfrastruktur in Stadtnähe als Lager- und Verteilungszentrum bisher behauptet.

Ohne daß der Schiffsgüterumschlag behindert wird, konnten im hinteren Teil des Hafenbeckens der Sportschiffahrt hochwassersichere Liegeplätze angeboten werden, die am Untermain außerordentlich knapp sind.

Die Krananlagen wurden bis 1953 mit Wasserhydraulik betrieben und aus einem zentralen Druckwerk mit dieser Energie versorgt. Dort, wo auf der anderen Mainseite früher der Kohleumschlag stattfand, erinnert nur noch der mit Sandstein verkleidete Hochkai an ehemalige Hafenanlagen. Auf dem Gelände stehen heute die Bauten der Frankfurter Universitätskliniken. Kai und Ufermauern des Hafens haben bisher allen Angriffen, insbesondere auch dem

Schraubenstrahl moderner Schiffe, standgehalten. Der Sandstein verlangt allerdings ein höheres Maß an Pflege.

Die Anlagen des Westhafens wurden für die sich schnell entwickelnde Stadt schon bald zu klein, so daß schon etwa 25 Jahre später ein neues großes Hafengebiet im Osten der Stadt Frankfurt erschlossen wurde.

Im ersten Abschnitt wurden zwei große Hafenbecken (630 x 75 m und 1.200 x 60 m) erbaut. An Planung und Bau der 1912 in Betrieb genommenen Becken des sogenannten Unterhafengebietes im Osthafen waren die führenden Ingenieure der damaligen Wasserbautechnik beteiligt (z.B. Prof. Honsell). Die massiven, mit Zyklopenbasalt verblendeten Schwergewichtsmauern erfüllen seither ohne großen Unterhaltungsaufwand ihre Aufgabe. Interessant ist, daß auch der gesamte Erdaushub der Becken als Zuschlagsstoff bei der Kaimauerherstellung verwandt werden konnte. Auch nach neuen statischen Berechnungen sind diese Bauwerke durchaus in der Lage, z.B. den schweren Belastungen des Containerumschlags standzuhalten.

Der Unterhafen des Osthafens ist in seiner wasserbaulichen Struktur unverändert bis heute in Betrieb, wenngleich die Umschlagsgüter mit ihren zugehörigen Verladeeinrichtungen mehrfach gewechselt haben.

Der zweite Abschnitt des Ausbaues des Osthafengebietes zog sich über eine längere Zeitspanne hin (1923 - 1965). Der Bau der beiden, heute hauptsächlich dem Mineralölumschlag dienenden Hafenbecken (725 x 50 m und 610 x 55 m) ist auch im Zusammenhang mit der Erneuerung der alten — noch mit einem Nadelwehr versehenen — Staustufe Offenbach zu sehen, in deren unmittelbarem Oberwasser die Hafenbecken liegen. Die Modernisierung der Strecke von der Mainmundung bis Offenbach kam 1956 mit dem Bau einer neuen Staustufe in Offenbach zu einem gewissen Abschluß. Die Hafenböschungen erhielten erst bei der Ansiedlung der Firmen ihre endgültige Gestalt.

Ein tiefer Einschnitt in das Umschlagsgeschehen des Oberhafens war die Einstellung der eigenen Gaserzeugung in Frankfurt mit der Umstellung auf fernbezogenes Erdgas. Der Kohle- und Koksumschlag für die eigene Gaserzeugung fiel gänzlich weg.

Der dafür sehr gut ausgebaute senkrechte Stahlspundwandkai und das dazugehörige Hafengelände lagen danach Jahrzehnte brach. Erst jetzt soll auf dem Gelände eine zentrale Müllverbrennungsanlage des Frankfurter Umlandverbandes errichtet werden. Im Zuge des Ausbaues der Mainstrecke Offenbach — Aschaffenburg mußten die Ufer des Oberhafens 1978 einer in Offenbach vorgenommenen Stauerhöhung angepßt werden.

Der schnelle Wiederaufbau Frankfurts in den 50er Jahren und der daraus resultierende Bedarf, insbesondere an Baustoffen und anderen Massengütern, führte zur Errichtung einer neuen Hafenanlage, nun wieder im Westen der Stadt. Hier wurde hauptsächlich für Baustoffund Stahlumschlag ein über 1.300 m langes Mainufer mit einer hochwasserfreien Kaianlage versehen und das neue Hafengelände "Gutleuthof" mit Bahn und Straßen erschlossen. Der Betrieb wurde 1962 aufgenommen.

Eine erhebliche Verbesserung brachte die Vertiefung der Untermainstrecke auf eine Wassertiefe von 2,90 m. Diesem, für eine wirtschaftlichere Schiffahrt sehr nützlichen Ausbau mußten auch 1983 alle Hafenanlagen angepaßt werden. Eine rund 0,3 m tiefere Hafensohle konnte noch ohne Gefährdung der Standsicherheit der Ufermauern durch Baggerungen erreicht werden.

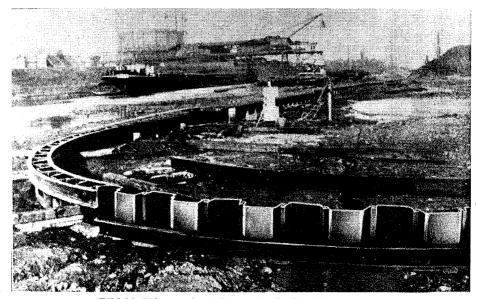


Bild 29: Uferwand am Oberhafen in Frankfurt a. Main

Die wasserbauliche Infrastruktur der Frankfurter Hafenanlagen erfüllt — gleichgültig welchen Alters — auch heute noch ihre Aufgaben. Die den Kai's zugeordneten Lagerflächen mit ihren Kranen und Eisenbahnanlagen dagegen sind vom Wandel der Güterstrukturen geprägt und ihnen angepaßt worden. Auch die Formen des Betriebes haben sich geändert. Zunächst wurden die Krane im reinen Regiebetrieb geführt. Im Laufe der Jahre wurden auch private Krananlagen zugelassen, so daß heute der Umschlag von privaten und hafeneigenen Kranen bewältigt wird, eine Mischform, die wir aufgrund der vorliegenden Erfahrungen nicht als ideal bezeichnen können.

Im Westhafen wurden die hydraulisch betriebenen Krane durch solche mit Elektromotoren ersetzt, maschinengebundene Dieselkrane wurden verkauft.

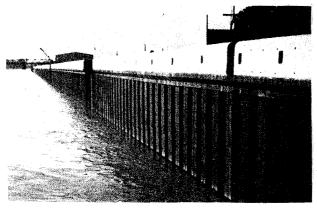


Bild 30: Uferwand im Hafen Gutleutstraße

Die Umschlagsanlagen der Mineralölwirtschaft befinden sich in deren Eigentum.

Die größten Veränderungen ihrer Struktur mußte die Hafenbahn hinnehmen. Mit Ausnahne der neuen Anlagen des Flußhafens Gutleuthof und von Teilen des Osthafens waren die Hafenanlagen auf die Abfuhr der umgeschlagenen Güter durch die Bahn konzipiert. Mit dem Aufkommen des Lkw's ging auch der Bahnumschlag zurück. An- und Abfuhr von Wassermschlaggütern im gebrochenen Verkehr sind auf etwa 1% des Schiffsumschlages zurückgezangen. Die Eisenbahnanlagen schrumpften, das freigewordene Gelände mußte der Verbreierung von Straßen für den Güterverkehr weichen.

Die vom Hafen mit eigener Infrastruktur mit Eigenbetriebsmitteln geführte Hafenbahn lient heute fast ausschließlich als Zubringer und Endverteiler ins und zum Netz der Deutschen Bundesbahn. Die Hafenbahn ist technisch sehr gut ausgestattet (modernes Zentralstellwerk, funkferngesteuerte dieselhydraulische Lokomotiven, moderne Übergangssicherungen).

In seiner langen und traditionsreichen Geschichte hat der heute noch zu den großen deutschen öffentlichen Binnenhäfen zählende Frankfurter Hafen es immer wieder verstanden, sich den strukturellen und wirtschaftlichen Veränderungen anzupassen. Dies bleibt immerwährende Aufgabe. So sollte es sowohl dem öffentlichen Hafen als auch den bedeutenden Hafenanlagen im Industriebesitz (Hoechst AG) gelingen, die Probleme, die mit der industrielen Umstrukturierung des Landes, die z.B. mit der verstärkten Fertigung von hochwertigen Verbrauchsgütern verbunden sind, zu bewältigen und sich auch neue Märkte (z.B. dem Container oder im Recycling) zu erschließen.

## 4. Braunschweig

Der Hafen Braunschweig wurde als kommunaler Hafen in den Jahren 1931 - 1934 gebaut und konnte im gleichen Jahr, als der Mittellandkanal von Westen kommend Braunschweig erreichte, in Betrieb genommen werden.

Das damals gebaute und heute in der Grundform noch vorhandene Stichhafenbecken hatte eine Beckenlänge von 400 m und eine Tiefe von 70 m bei einer Verlängerungsmöglichkeit um 500 m. Die Hafenmündung wurde trompetenförmig mit einem Wendeplatz von 85 m Durchmesser erweitert und durch eine Insel in zwei Arme geteilt. Die beiden Arme der Hafenmündung sollten später von Brücken überspannt werden, um auf dem Leinpfad des Kanals Lokomotiven zum Treideln einsetzen zu können; diese Pläne wurden später aufgegeben.

Die Wassertiefe betrug 3,50 m, die Kaikante liegt 3 m über dem Kanalwasserspiegel. Die 6,50 m hohe Uferkonstruktion besteht aus einer 3,50 m hohen Gewichtsmauer auf einem Pfahlrost, der auf der Wasserseite durch eine Schürze aus Stahlspundbohlen abgeschlossen wird. Die wasserseitige Schiene der Kranbahn liegt auf der Gewichtsmauer, während die landseitige Kranschiene ein Streifenfundament hat.

Die Kaianlagen wurden vollständig mit drei Bahngleisen (Ladegleis am Wasser, Schuppenund Durchfahrgleis) ausgerüstet. Außerdem umfaßt die Gleisanlage noch Abstellgleise und den Übergabebahnhof.

Zur ersten Ausstattung gehörten neben den Erschließungsstraßen eine kleine Ladestraße. Zwei Speditionsgesellschaften errichteten am Südkai Getreidespeicher und Lagerhallen. Die ersten Umschlageinrichtungen waren drei 5 t-Doppellenkwippkrane. An der Kopfseite des

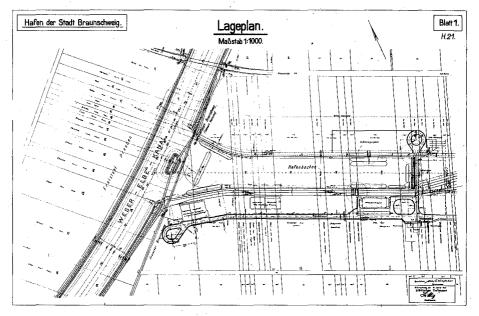


Bild 31: Hafen Braunschweig

Hafens befand sich eine überdachte Ladebühne zur Beladung von kleinen Motorschiffen mit Stückgütern direkt vom Fuhrwerk aus. Zwei Dampflokomotiven für den Rangierbetrieb wurden angeschafft.

Zum Bau des Hafens und zur Planung seiner Anlagen war ein jährlicher Schiffsgüterumschlag von 275.000 t zugrunde gelegt worden. Dieser Umschlag wurde bereits im Jahre 1935, also im zweiten vollen Betriebsjahr, erreicht. Er verdoppelte sich bis zum Anfang des Krieges.

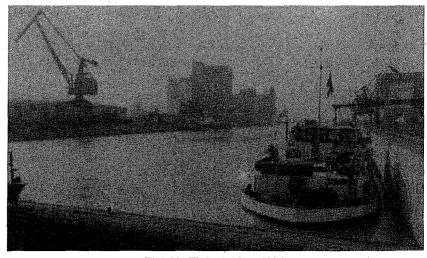


Bild 32: Hafenbecken 1984

Kohlen, Erze, Getreide und Schwemmsteine standen an der ersten Stelle der Umschlagstatistik.

In den Kriegsjahren schnellte der Umschlag ab 1941 sprunghaft in die Höhe und erreichte 1943 mit 973.000 t einen Spitzenwert, der in erster Linie durch den Umschlag von jährlich 250.000 t bis 350.000 t Eisenerz für die neu entstandene Hütte in Salzgitter bedingt war. Aber auch der übrige Umschlag nahm weiter zu.

Im Jahre 1945 mußte der Hafen nochmals von vorn beginnen. In den ersten drei Nach-kriegsjahren ruhte der Hafenverkehr fast vollständig, da die Wasserstraßen an zahlreichen Stellen unpassierbar waren. Im Jahre 1948 begann der Umschlag wieder zu steigen und erreichte 1951 wieder den Vorkriegsstand. Diese Umschlaghöhe konnte im Durchschnitt in den 50er Jahren gehalten werden, obwohl der Hafen Braunschweig inzwischen erhebliche Teile seines Hinterlandes, den Raum Blankenburg, Quedlinburg und Halberstadt, durch die neue Grenzziehung verloren hatte.

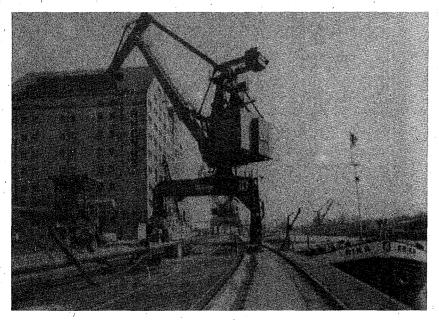


Bild 33: Nordkai

Einen gewissen Ausgleich für die durch die Grenzziehung verlorenen Güter hat der Umschlag von Leichtergütern, in erster Linie Kohle, gebracht. Die Leichterungen werden bei geringem Wasserstand der Elbe notwendig, wenn nach Berlin fahrende Schiffe die Elbe zwischen dem Mittellandkanal und dem Elbe-Havel-Kanal nicht mit voller Ladung befahren können. Eine Kanalbrücke über die Elbe, als direkte Verbindung zwischen den beiden Kanälen, ist im Krieg nicht fertig geworden und fehlt bis heute.

Erst Ende der 50er Jahre ist ein weiteres Ansteigen der jährlichen Umschlagmenge festzustellen. Sie wächst von ca. 600.000 t bis auf 1.033.000 t im Jahre 1964 an und stabilisiert sich

in den Folgejahren auf etwa 900.000 t. Das Anwachsen ist zunächst auf etwa gleichmäßige Zunahme bei fast allen Gütern, insbesondere bei Getreide und Rohzucker, zurückzuführen. Mit Beginn der 60er Jahre setzten dann die großen Kies- und Splitt-Transporte aus dem Harzraum nach Berlin, das von seinen Gruben abgeschnitten war, ein. Sie brachten dem Hafen erhebliche, wenn auch in der Höhe stark schwankende zusätzliche Umschlagmengen.

Ein neues Umschlaggut von erheblicher Bedeutung war das Mineralöl, das den Koks als Hausbrand und auch dessen Umschlag mehr und mehr zurückdrängte.

In den Jahren zwischen 1960 und 1970 begann der Hafen Braunschweig zunehmend in die Funktion eines Grenzhandelshafens hineinzuwachsen. Über den Hafen wurden immer mehr grenzüberschreitende Transporte aus und nach der DDR und den osteuropäischen Staaten abgewickelt. Die Güter werden hier teils von Schiff zu Schiff umgeladen, aber auch über Lager genommen, gelagert und neu zusammengestellt in verschiedene Richtungen weitergeleitet. Bei der Herausbildung dieser Funktion spielte eine wesentliche Rolle, daß bei Braunschweig, wie an keinem anderen Punkt der neuen Grenze, die drei in Ost-West-Richtung verlaufenden Verkehrswege Autobahn, Schiene und Wasserstraße zusammentreffen.

Anfang der 70er Jahre trat eine Entspannung der politischen Lage im Ost-West-Verhältnis ein, in deren Folge die Kiestransporte nach Berlin weitgehend aufhörten, da die Stadt wieder in der Lage war, solche Baustoffe aus dem naturgegebenen Hinterland zu beschaffen. Besonders als Folge davon ging der Umschlag des Hafens auf durchschnittlich etwa 800.000 t/ Jahr zurück.

Teilweise muß der Rückgang aber auch darauf zurückgeführt werden, daß der Querschnitt des Mittellandkanals der zunehmenden Größe der Binnenschiffe nicht mehr genügte.



Bild 34: Südkai

Der 1978 endgültig eröffnete Elbe-Seitenkanal hatte auf die Umschlaghöhe zunächst keinen wesentlichen Einfluß. Da sich jedoch der Weg zum nächsten Seehafen bedeutend verkürzte, verlagerten sich auch eine Reihe von Transporten in die neue Relation, wobei z.T. erhebliche Frachtvorteile entstanden. Neu für den Hafen waren in dieser Zeit Baustofftransporte in Richtung Hamburg und Schleswig-Holstein, die durch die Frachtvorteile des neuen Wasserweges möglich wurden.

Die 70er Jahre brachten noch weitere Umstrukturierungen. Die Bedeutung der Kohle nahm weiter ab, da sich auch das hiesige Kraftwerk anderen Energieträgern zuwandte. Das Wachstum des Heizölumschlages wurde in der Folge der beiden Energiekrisen dieses Jahrzehnts stark abgeschwächt. Der Umschlag von Steinsalz, als Streusalz und für die chemische Industrie stieg stetig an, ebenso der Düngemittelumschlag.

Durch den Umschlag zu Beginn der 80er Jahre wurde der Hafen Braunschweig in seiner Funktion als Grenzhandelshafen bestätigt. Daneben hat sich aber auch gezeigt, daß der Elbe-Seitenkanal eine immer stärkere Bedeutung für den Hafen gewinnt. Immerhin wurden im Jahre 1983 bereits 46% des Hafenumschlags in dieser Verkehrsrelation abgewickelt.

Der Schiffsgüterumschlag betrug im Jahre 1983 1,07 Mio. t.

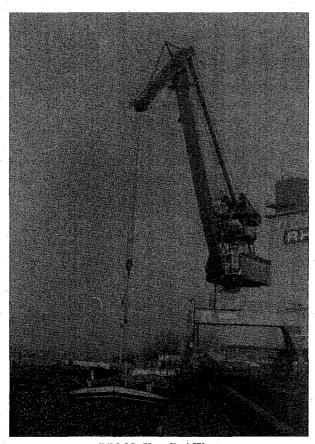


Bild 35: Kanalkai West

Der Bahnverkehr hat in der 50jährigen Geschichte des Hafens eine grundlegende Wandlung durchgemacht. In den ersten beiden Jahrzehnten war die Bahn der dominierende landseitige Verkehrsträger. Die von ihr beförderte Gütermenge stieg und fiel in gleicher Weise, wie die in Hafen umgeschlagene Gütermenge; 70 bis 80% der Umschlagmenge wurde von der Bahn an oder abtransportiert. In den Kriegsjahren lag der Anteil wegen der Erztransporte sogar be 90%. Der Bahnverkehr stieg daher in den Kriegsjahren von knapp 400.000 t/ Jahr auf wei über 800.000 t/ Jahr an und erreichte seinen Spitzenwert im Jahre 1943 mit 889.000 t.

In den ersten drei Nachkriegsjahren mußte die Bahn die weitgehend ausgefallenen Wasserstraßen ersetzen. Ihre Transportmengen waren z.T. doppelt so hoch wie der im Hafen noch getätigte Schiffsgüterumschlag. Trotzdem erreichte der Bahnverkehr 1947 mit 100.000 t seinen Tiefstand.

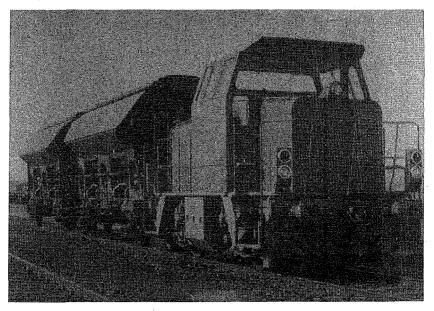


Bild 36: Eisenbahnverkehr

Die Rolle des landseitigen Hauptverkehrsträgers im Hafen konnte die Bahn noch bis in die erste Hälfte der 50er Jahre behaupten. Der Eisenbahnverkehr erreichte 1951 nochmals einen Spitzenwert, nahm aber in den folgenden 30 Jahren, allerdings mit erheblichen Schwankungen im Verkehrsaufkommen, ab. Der Lastkraftwagen wuchs zügig in die neue Spitzenposition hinein.

Nachdem der Lastkraftwagen zunächst das Massenstückgut von der Bahn übernommen hatte, drang er später auch in den reinen Massengutbereich, beispielsweise bei Getreide und Kraftwerkskohle, ein. Seine große Flexibilität und eine günstige Kostenstruktur im Nahbereich, dem ein Großteil des Hafenhinterlandes zuzuordnen ist, waren die Ursachen. Diese Entwicklung ist bei vielen Hafenbahnen ähnlich verlaufen.

Im Hafen Braunschweig wurde diese Entwicklung durch den zunehmenden grenzüberschreitenden Bahnverkehr mit der DDR und den osteuropäischen Staaten gebremst. In dieser Relation hat der Straßengüterverkehr noch nicht die gleiche Stellung gewonnen wie in den übrigen Bereichen. Verblieben sind der Hafenbahn daneben auch die Transporte, die den im Hafen ansässigen Lagerbetrieben, insbesondere über längere Strecken, auf denen die Bahn günstigere Bedingungen als die übrigen Verkehrsträger bieten kann, zulaufen. Neu gewonnen werden konnte Bahnverkehr für Industrie- und Gewerbebetriebe, für die Industriestammgleise in den dem Hafen angrenzenden Gebieten gebaut wurden. Dieser Verkehr hat bereits einen beachtlichen Anteil am Gesamtbahnverkehr des Hafens.

Der Bahnverkehr betrug im Jahre 1983 385.000 t. Die Bebauung des Kaigeländes, Lagerschuppen und Lagerplätzen war Ende der 30er Jahre im wesentlichen abgeschlossen. Die Anzahl der Krane hatte sich auf sechs verdoppelt.



Bild 37: Verladebandanlage

Die Insel in der Hafenmundung wurde Anfang der 40er Jahre beseitigt und damit die nutzbare Uferlänge dem wachsenden Umschlag folgenden auf 1,100 m erhöht.

Der schnell anwachsende Straßengüterverkehr im Hafen führte zum Bau einer zweiten größeren Straßenfahrzeugwaage von 50 t Tragfähigkeit (1954) und einer zusätzlichen Ladestraße am Südkai im Jahre 1957. Anschließend wurden nach und nach größere Abschnitte des Nordkais mit Ladestraßen versehen. Damit hatte der Lastkraftwagen neben der Bahn einen festen Platz am Kai erhalten.

Auch die Beschaffung von zwei weiteren Kranen in den Jahren 1956 und 1959 ist mit auf das Vordringen des Lastkraftwagens zurückzuführen. Dadurch, daß dieses Verkehrsmittel an die Stelle des Eisenbahnwagens trat, sank die Kranleistung erheblich. Der Lastkraftwagen ist

im Laderaum kleiner und damit schwieriger zu beladen. Seine Individualität zwingt den Kraizu häufigen Pausen. Ein Mangel an Kranen in Spitzenzeiten war die Folge.

Im Jahre 1958 wurde mit einem Kraftfutterwerk ein erster verarbeitender Betrieb im Hafer Braunschweig ansässig und damit die Struktur des reinen Handelshafens verlassen.

Im Jahre 1960 wurde ein erstes Tanklager für leichtes Heizöl gebaut. Damit kam ein neue Umschlaggut in den Hafen, für das östlich der Hafeneinfahrt eine Umschlagstelle eingerichte wurde. Von dort führt eine 600 m lange Transportleitung zu einer Verteilerstation, an der da Tanklager und 1962 ein weiteres Lager angeschlossen wurden.

Die allgemeine kräftige Aufwärtsentwicklung der 60er Jahre führte auch dazu, daß sich de gedeckte Lagerraum im Hafen stark ausweitete.

Teils zur Bewältigung des hohen Umschlags, teils zur Entlastung der älteren Krane wurder 1963 zwei Krane mit einer Tragfähigkeit von 16 t angeschafft. Der Hafen paßte sich damit der zunehmenden Stückgewichten an.

Mit der zunehmenden Anzahl der Krane zeichnete sich ein Bedürfnis nach zusätzliche Uferlänge ab. Die Verlängerung des Hafenbeckens um 500 m, die bei der Planung des Hafenberücksichtigt worden war, wurde diskutiert, aber zu Gunsten eines Ausbaus der Liegesteller am Mittellandkanal zur Umschlagstelle fallengelassen. Die Liegestellen waren beiderseits der Hafeneinfahrt für das Ablegen bzw. Bereitstellen der Schleppkähne gebaut worden. Mit den Übergang zur Motorschiffahrt hatten sie ihre ursprüngliche Bedeutung verloren.

Der Umbau begann im Jahre 1966 mit dem Bau einer Spundwand. Der Kanalkai Wes erhielt eine Länge von 300 m und der Kanalkai Ost von 130 m. 1969 wurde die Ölumschlag station von der Hafenmündung an den Kanalkai Ost verlegt und aus Sicherheitsgründen von Druck- auf den Saugbetrieb umgestellt. Gleichzeitig erhielt der Kanalkai West eine Ladestraße direkt an der Kaikante, das dort bereits vorhandene Gleis wurde eingepflastert. Dami erhielt an diesem Kai der Lastkraftwagen den Vorrang.

Zur weiteren Erschließung von dringend notwendigen Lagerplätzen wurde 1971 am Kanal kai West eine Kranbahn eingebaut und ein 18 t-Kran aufgestellt. Zur Erschließung des Kanal kais West wurde 1977 die südliche Hafenstraße um 300 m verlängert und somit eine landseiti ge Bedienungstraße für die etwa 80 m tieferen Grundstücke geschaffen. Es konnte dort eir Schrottverarbeitungsbetrieb angesiedelt werden.

Seit Mitte der 60er Jahre wurden die in der Nähe des Hafens liegenden Flächen von der Stadt Braunschweig für die Industrie- und Gewerbeansiedlung erschlossen. Der Hafen nahm die Erschließung mit Industriestammgleisen vor, um dort durch neue Anschließer Transport mengen als Ersatz für den zurückgehenden "nassen Verkehr" zu bekommen.

Die für das Jahr 1976 vorgesehene Inbetriebnahme des Elbe-Seitenkanals machte es erfor derlich, die Hafensohle um 0,30 m tiefer zu legen. Die Baggerungen dazu wurden 1975 vorge nommen und der Hafen damit für das 1.350 t Schiff zugänglich gemacht.

Das Bestreben, den Umschlag zu beschleunigen und damit auch zu einer noch bessere Ausnutzung der Ufer zu kommen, führte sowohl bei den Umschlagspeditionen als auch be der Hafenbetriebsgesellschaft zu zahlreichen kleineren Maßnahmen. Eine in dieser Hinsich herausragende Maßnahme war der Bau einer Verladebandanlage für die direkte Verladun

von schüttfähigem Massengut am Nordkai mit einer Beschickungsanlage für Lastkraft- und Bahnwagen in der weiten Zone. Damit konnte auf den Umschlag mit mehreren kleinen Bändern verzichtet werden und die Leistung wesentlich erhöht werden.

### 5. Bayerische Landeshäfen

Um die Mitte des 19. Jahrhunderts begann auf der bayerischen Donau und auf dem Main für die Flußschiffahrt eine bemerkenswerte Entwicklung: An der Donau löste die Dampfschiffahrt den herkömmlichen Schiffszug ab und wurde das Flußbett zur Sicherung und Erleichterung der Schiffahrt korrigiert. Der Ludwig-Kanal stellte die erste Verbindung zwischen den Stromgebieten des Rheins und der Donau her. Und verschiedentlich erhielten Umschlag- und Stapelplätze, wie z.B. in Regensburg, direkte Gleisanschlüsse an das entstehende Eisenbahnnetz. In der Folge nahmen Schiffsverkehr und Schiffsgüterumschlag rasch zu.

Beim Bau des Ludwig-Kanals schaffte man Häfen und Umschlagstellen für die 120 t-Schiffe, indem man den regelmäßigen Kanalquerschnitt an seinen Ufern aufweitete und mit senkrechten, gemauerten Wänden versah. Für den Umschlag schwerer Stücke wurden handbediente Krane mit Tragfähigkeiten bis zu 1 t aufgestellt.



Bild 38: Hafen Nürnberg am Ludwig-Kanal

In Regensburg gerbaute die Erste Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft schon um 1850 einen ersten Stichhafen besonders für die Dampfschiffe. Der Schiffsgüterumschlag aber fand nach wie vor noch auf längere Zeit zu beiden Seiten des Flußbetts über die Donauufer statt. Erst als durch ein Zufahrtsgleis vom neuen Bahnhof zum südlichen Ufer der Direktums-

chlag zwischen Waggon und Binnenschift möglich wurde, wurden speziell dort abschnittweise immer neue Anlagen gebaut. So wurden noch vor der Jahrhundertwende die Kaiflächen aufgehöht, um sie sicherer gegen Hochwasserüberflutungen zu machen. Sie erhielten eine senkrechte Ufermauer aus Stampfbeton, die auf einem Rost von Holzpfählen gegründet wurde. Die Mauerkrone wurde mit Natursteinplatten abgedeckt. Zug um Zug wurde der Umschlagkai — die sogenannte Donaulände — bis auf 1.300 m verlängert und die Anlagen für den Bahnverkehr, der damals von der Bayerischen Staatsbahn betrieben wurde, erweitert.

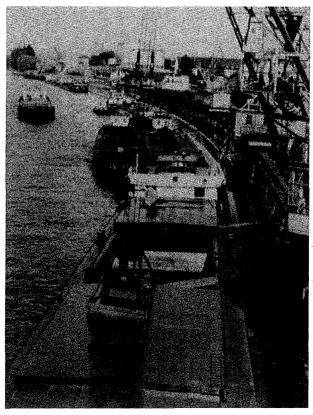


Bild 39: Hafen Regensburg — Donaulände

Zwischen 1908 und 1915 ist die Donaulände mit Umschlaganlagen ausgestattet worden; 1908 mit einem stationären 15 t-Kran und etwas später mit einer Kranhochbahn, auf der bis zu 6 Krane (1,5 bis 6 t) den Umschlag versahen. Von diesen Anlagen sind heute noch wesentliche Teile in Betrieb, zusammen mit 2 weiteren Umschlagkranen, die erst später installiert worden sind.

Aber schon 1906 begann der Bau eines neuen Stichhafens in Regensburg, des Westhafens, ausgelöst durch das ständig steigende Verkehrsaufkommen einerseits und durch die Forderungen der Schiffahrt andererseits, die energisch Schutz gegen Hochwasser und Eisgang verlangte. In einer Bauzeit von vier Jahren entstanden damals die Hafeneinfahrt von 400 m Län-

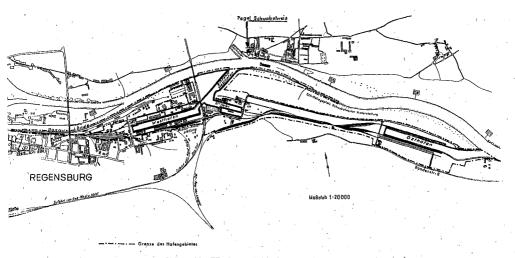


Bild 40: Hafengebiet Regensburg

ge und 60 m Breite, das Becken des Petroleumhafens mit 350 m Länge und 60 m Breite, die Schiffswendestelle mit 115 m Durchmesser und endlich noch das Hauptumschlagbecken mit einer Länge von (zunächst) 600 m und einer Breite von 80 m. Das Hauptbecken wurde etwa 15 Jahre später noch einmal um 220 m auf den jetzigen Bestand verlängert.



Bild 41: Hafen Regensburg — Westhafen

Die Ufer der Hafeneinfahrt, des Petroleumbeckens und teilweise auch des Haupthafens erhielten gepflasterte Böschungen mit Mittelbermen. Zwei Drittel der Umschlagufer im Hauptbecken wurden als Gewichtsmauer in Stampfbeton mit Natursteinverkleidmauerwerk hergestellt. Das Fundament dafür bilden hölzerne Senkkastenrüstungen, die mit magerem Beton gefüllt worden sind.

Entlang den Umschlagufern laufen zwei, streckenweise auch drei Ladegleise, die im Bahnbetrieb vom Hafenbahnhof her bedient werden. Dieser ist mit dem Rangierbahnhof Regensburg-Hauptbahnhof gleismäßig verbunden und mit Ein- und Ausfahrgleisen sowie Rangierund Abstellgleisen und zwei Drucktasten-Stellwerken ausgestattet.

Den Umschlag versehen Voll- und Halbportalkrane über den Ladegleisen mit einer Tragfähigkeit von 3 t und bis zu 25 t. Die Kaiflächen zwischen den wasserseitigen Ladegleisen und der landwärtigen Infrastruktur (Straßen und Eisenbahn) waren mit Grundstückstiefen zwischen 25 und 50 m sehr eng bemessen worden. Auf ihnen entstanden rasch Freilagerflächer und Lagerhallen zur Aufnahme und Zwischenlagerung der Umschlaggüter. Betriebsgebäude für die Hafenbahn, die Güterabfertigung und für die Zollverwaltung sowie Werkstätten und Erschließungsstraßen vervollständigten die Hafenanlagen.

Die starke Zunahme des Verkehrs über den Hafen Regensburg zwischen 1920 und 1930 ließ zwar bald Pläne zur Erweiterung der Anlagen entstehen, doch konnten sie erst zwischen 1955 und 1971 tatsächlich ausgeführt werden. Wegen der Bauentwicklung der Stadt war leider die wünschenswerte enge Verbindung zwischen den älteren und neuen Hafenteilen nicht mehr möglich. Das neue Hafenbecken ist daher rd. 3,5 km östlich vom älteren Hafen angelegt worden. Dementsprechend weitläufig stellt sich die Gesamtsituation des Regensburger Hafens dar, der sich auf über 9 km Uferlänge an der Donau hin erstreckt.

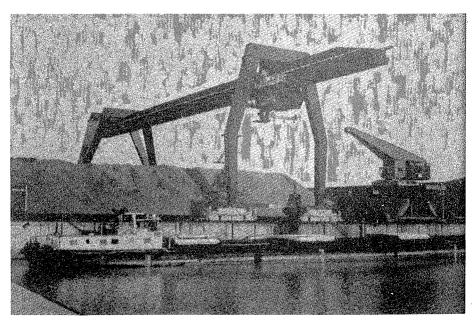


Bild 42: Hafen Regensburg — Osthafen

Das Becken des Osthafens ist rd. 750 m lang und i.M. 100 m breit. Die Uferwände wurden beim Bauabschnitt 1960 als aufgelöste Gewichtsmauer mit rückwärtigem Sporn und beim Bauabschnitt 1970 als Winkelstützmauern hergestellt. Entlang den Ufern laufen jeweils 3 Ladegleise der Hafenbahn. Der neue Hafenteil erhielt einen eigenen Anschluß an den Bundesbahnrangierbahnhof Regensburg-Ost. Für die Zerlegung und Zusammenstellung der Güterzüge wurden den schon vorhandenen Anlagen neue Gleisgruppen und ein weiteres Stellwerk hinzugefügt.

Den Umschlag versehen 5 Katzkrane auf Vollportalen über den Ladegleisen und mit Tragfähigkeiten von 8 t bzw. 15 t. Einer davon besitzt zudem noch einen Schwerlasthub für 35 t. Und erst 1981 wurde ein Vollportalkran mit einer Spannweite von 80 m und mit einer Katzfahrbahnlänge von 112,5 m und Tragfähigkeiten von 15/40 t zusätzlich installiert. Für den Umschlag von Schwerlasten bis zu 200 t wurden die eine Ufermauer auf eine Länge von 60 m in ihrem Querschnitt verstärkt und die Ladegleise mit einer Stahlbetonplatte überfahrbar gemacht. Den Umschlag selbst übernehmen dort mobile Schienen- oder Straßenkrane.

Der Osthafen ist von seinem Konzept her nicht mehr als reiner Umschlaghafen, sondern als Industriehafen angelegt, in dem neben den spezialisierten Unternehmungen für Umschlag, Lagerei und Spedition vor allem auch solche Betriebseinrichtungen ihren Platz finden, die massenhafte Rohstoffe oder Vorprodukte weiterverarbeiten. Die Grundstückstiefen zwischen den Ladegleisen am Ufer und der rückwärtigen Erschließung durch Straßen betragen deshalb i.M. rd. 90 m, aber auch bis zu 150 m.

Wegen seiner Lage außerhalb der Stadtbebauung besitzt der neue Hafenteil einen guten Anschluß an die Autobahn und die Bundesstraßen.

Im Hafen Nürnberg sind die bei der Erweiterung des Hafens Regensburg angewendeten Planungsgrundsätze teilweise wiederzufinden, von dem 1967 bis 1972 der erste Bauabschnitt gebaut worden ist. Es ist der zweite Binnenschiffshafen in der Geschichte der Stadt Nürnberg; der erste Hafen wurde um 1840 zusammen mit dem schon erwähnten Ludwig-Kanal errichtet.

Die Eröffnung des Hafens Nürnberg 1972 fiel zusammen mit dem Beginn der Großschifffahrt auf dem Main-Donau-Kanal im damals gerade fertiggestellten Streckenabschnitt vom Main her bis nach Nürnberg. Schon seit 1925 waren die Flächen für das Hafengebiet im "Generalbebauungsplan" freigehalten worden. Und beim Ausbau der örtlichen und überörtlichen Verkehrswege Eisenbahn und Straße sind günstige Anbindungen geschaffen worden. So stellt sich die Hafenstruktur — im Gegensatz zu der des Hafens Regensburg — vor als eine konzentriert gefaßte, klar gegliederte Fläche mit kurzen Wegen im Hafengebiet selbst und zum überörtlichen Schienen- und Straßennetz.

### Dem Wasserverkehr dienen

- ein 1.500 m langer Parallelhafen (Lände) am Main-Donaukanal mit 25 m Liegebreite,
- die 600 m lange und 100 m breite Hafeneinfahrt, gleichzeitig für den Umschlag nutzbar,
- das (bisher einzige) 1.200 m lange und 100 m breite Hafenbecken und
- ein besonderes Becken für Schwergut-Umschlag (Kran- und Roll-on/ Roll-off-Umschlag) mit 110 m Länge und 12 m Breite.

Die Wasserflächen können bei Bedarf um ein zweites Hafenbecken erweitert werden. Die Uferwände sind entweder als Winkelstützmauern bei anstehendem Sanduntergrund oder als Futtermauern im Anschluß an Felspartien ausgebildet.

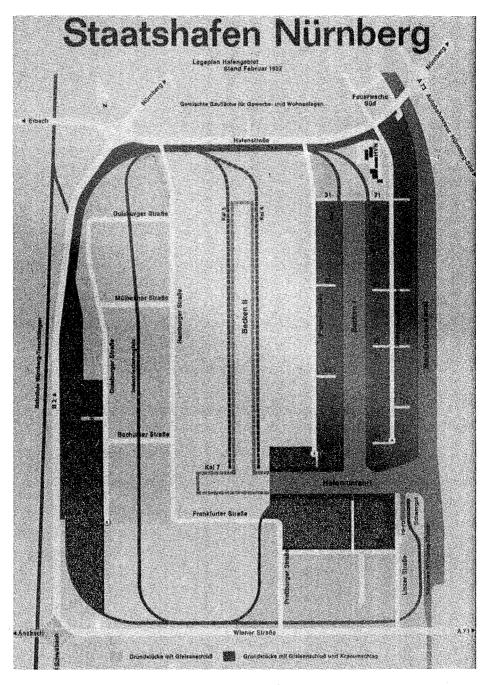


Bild 43: Hafen Nürnberg

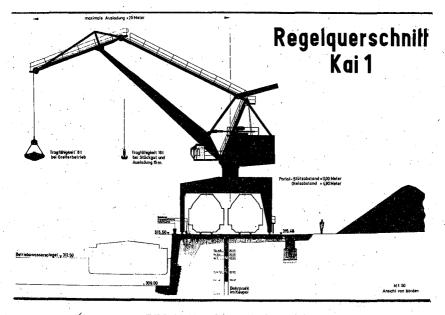


Bild 44: Regelquerschnitt Kai 1

Entlang den Umschlagufern laufen je 2 Ladegleise der Hafenbahn und daneben ein nicht dem Lkw-Verkehr eröffneter Betriebsweg. Für den Umschlag sind auf den Kaiflächen derzeit 8 Portalwippdrehkrane mit einer Tragfähigkeit bis zu 16 t und 3 Portale mit Brückenkranen, Tragfähigkeit 2 x 5 t, installiert. Weitere Krane sollen hinzukommen, wenn dies die fortschreitende Ansiedlung von Hafenfirmen oder der Verkehr erfordern.

Die Kaifläche am Schwergutufer besitzt Gleis- und Straßenanschluß und einen großzügig bemessenen Montageplatz. Den Umschlag selbst übernehmen von Fall zu Fall mobile Schienen- oder Straßenkrane; er ist aber auch direkt über eine Rollrampe am Beckenkopf möglich.

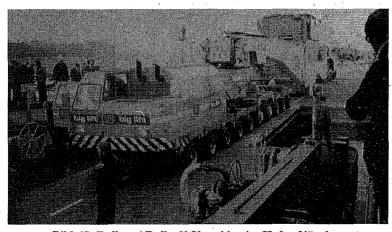


Bild 45: Roll-on/ Roll-off-Umschlag im Hafen Nürnberg

Für den Straßenverkehr sind die Ufergrundstücke landseitig von Ortsstraßen erschlossen. Die Grundstückstiefe zwischen den Kaigleisen und den Erschließungsstraßen beträgt im Interesse einer vielgestaltigen Nutzung zwischen 85 und 100 m.

Rund ein Drittel des Hafengebiets ist — räumlich getrennt vom Schiffahrtsbereich — solchen Unternehmungen vorbehalten, die nur Verkehrsbeziehungen über Straße und Eisenbahn haben. Mit der Ansiedlung im sogenannten Hafenrandgebiet nützen vorwiegend gewerbliche Betriebe einerseits die vorteilhafte Lage des Hafens zu den Verkehrswegen von Binnenschiffahrt, Eisenbahn und Straßengüterverkehr und andererseits die Möglichkeit, den Platz für die Betriebsanlagen nach Lage und Abmessungen dem Bedarf entsprechend wählen zu können.

Für den Bahnverkehr hat der Hafen direkten Anschluß zum Rangierbahnhof Nürnberg und damit auch zu den Hauptstrecken der Bundesbahn in jeder Richtung. Im Hafengebiet selbst ist ein spezieller Hafenbahnhof mit Stellwerk und Ablaufberg zur Behandlung der einund ausgehenden Güterzüge vorhanden. Ein übersichtlich und rationell gestaltetes Netz von Stammgleisen gewährleistet die Zustellung und Abholung der Bahngüter in den Ladegleisen auf den Kaiflächen und in den privat eingerichteten Anschlußgleisen der Ansiedler.

Die großzügige Planung und Gestaltung des Hafens wird belohnt durch eine zügige Besiedlung der bisher erschlossenen Teilflächen und durch eine stetige Zunahme des Verkehrs bei allen Verkehrsträgern seit der Inbetriebnahme.

Die Hafenneubauten des Freistaates Bayern in Aschaffenburg (um 1920) und Bamberg (um 1960) liegen zeitlich zwischen dem Bau des älteren Hafenteils in Regens burg am Anfang dieses Jahrhunderts und dem des Hafens Nürnberg um 1970. Von der Konzeption her ähnelt der erste der des älteren Hafenteils in Regensburg und der zweite eher der des Hafens Nürnberg. Sie sollen beide deshalb hier auch nicht vorgestellt werden.

Als letzten neuen Hafen hat der Freistaat Bayern 1983/84 in Passau an der Donau dem dort schon seit der Jahrhundertwende bestehenden Racklau-Hafen eine Umschlagstelle speziell für den Roll-on/Roll-off-Umschlag von Straßengüterfahrzeugen hinzugefügt. Begin-



Bild 46: Roll-on/Roll-off-Binnenschiff im Hafen Passau

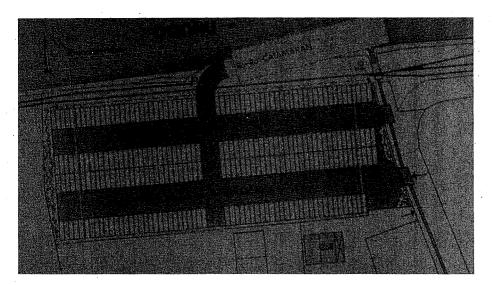


Bild 47: Roll-on/Roll-off-Anlage Passau-Schalding

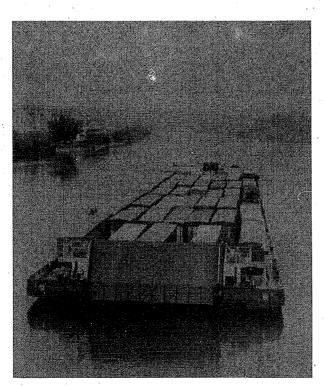


Bild 48: Roll-on/Roll-off-Binnenschiff auf der Donau.

nend 1982 hatte die bulgarische Transportgesellschaft SO MAT mehrere Spezialbinnenschiffe in Dienst gestellt. Diese befördern jeweils 49 Sattelauflieger zwischen einem bulgarischen und dem deutschen Donauhafen Passau auf dem Wasserweg (Teilstrecke des Gesamttransportweges zwischen Westeuropa und den Staaten des Vorderen Orients). Die Umschlagstelle wurde absichtlich flußabwärts vom bestehenden Hafen im Staubereich der Staustufe Kachlet angelegt, weil dort wegen des gleichbleibenden Wasserstandes gute Bedingungen zum Manövrieren der 114 m langen und 23 m breiten Spezialschiffe und für den Einbau der Rollrampe vorliegen. Für die Schiffsanlegestelle wurde das natürliche Ufer der Donau schräg eingebuchtet. Die Rollrampe am Kopf der Anlegestelle kragt teilweise als Stahlkonstruktion über das Ufer aus. Sie ist insgesamt 15 m breit. Während des Umschlags liegt auf der Rampe die 12 m breite Bugklappe des Trailerschiffes auf und schafft so die Verbindung zwischen Ufer und Schiffskörper.

An Land wurde für die Straßenfahrzeuge ein Stellplatz von rd. 20.000 m² befestigt. Für elektrisch betriebene Kühltrailer, die auch während des Schifftransports mit Strom versorgt werden, sind entsprechende Anschlüsse vorgesehen. Der Hafen besitzt günstige Verkehrsanbindungen sowohl zur Autobahn und zum Bundesstraßennetz als auch über ein Stammgleis zum Bahnhof Passau der Deutschen Bundesbahn, so daß auch ein "Huckepack"-Zu- und ablauf möglich ist.

Die Umschlagstelle soll nach und nach vervollständigt werden, indem ein Umschlagkran für den konventionellen und Containerumschlag aufgestellt, Lagerflächen geschaffen sowie ein Betrieb für Trailerreparaturen hinzugefügt werden.

# Deutsche Beiträge zum Buch "Hundert Jahre Internationaler Ständiger Verband für Schiffahrtskongresse" Brüssel. 1985

### Thema:

"Vom freifließenden zum staugeregelten Fluß"

Prof. Dr.-Ing. Martin Hager, Ministerialrat Bundesministerium für Verkehr, Bonn

## Allgemeines

Die Entwicklung des Ausbaues natürlicher Wasserstraßen läßt sich an vielen Beispielen aus aller Welt anhand von historisch oft interessanten Darstellungen nachvollziehen. Diese hier präsentieren zu wollen, würde den Rahmen des Buches sprengen; auch soll die Entwicklung der letzten 100 Jahre seit Gründung des Internationalen Ständigen Verbandes für Schiffahrtskongresse im Vordergrund stehen. Dies wird auch der Entwicklung der natürlichen Wasserstraßen bis zur Gegenwart am besten gerecht, weil die wesentlichen, durch die wirtschaftliche und technische Entwicklung bedingten Ausbauten in diese Zeit fallen.

Der ISVSK hat sich in großer Vielfalt der Fragestellungen angenommen, die sich auf die schiffbaren Flüsse beziehen und die aufzeigen, in welchem Maße technische, wirtschaftliche, verkehrswirtschaftliche, energiewirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Aspekte verantwortlich dafür waren, ob ein Strom in nutzbringender Weise durch geeignete Regelungsmaßnahmen als freifließender Fluß belassen werden oder durch Kanalisierung besser genutzt werden konnte.

Trotz der allgemein gültigen Fließbedingungen nach der Gerinnehydraulik und der damit zusammenhängenden morphologischen Gesetzmäßigkeiten hat sich immer wieder gezeigt, daß in den Ausbaumaßnahmen kaum ein Strom dem anderen gleicht. Dies ist durch die vielfältigen unterschiedlichen Randbedingungen begründet, welche jedem Stromgebiet das eigene Gepräge verleihen; oftmals waren es aber auch die politischen Gegebenheiten, Ländergrenzen und -interessen, die die Entwicklung des Ausbaues in bestimmter Richtung gelenkt, gefördert, verändert, leider aber auch häufig allzulange verhindert haben.

Die Entwicklungen spiegeln sich für den 100jährigen Zeitraum im besonderen Maße in den Kongreßberichten und besonders den hieraus gezogenen Schlußfolgerungen wider. Dabei muß man feststellen, daß fast alle Berichte, die Gektion I betreffen, in irgendeinem Zusammenhang mit der Entwicklung der natürlichen Wasserstraßen stehen. In Tabelle 1 sind alle diejenigen Themen zusammengestellt, die sich speziell mit Fragen der Flußregelung und der Kanalisierung natürlicher Gewässer befassen.

Schon der 2. Kongreß 1886 nennt die Dimensionierungsgrundsätze kanalisierter Flüsse, was die schon damals bestehende Bedeutung solcher Maßnahmen ins Blickfeld rückt. In den dar-

## PIANC-Kongreß-Berichte: Flußregelung und Stauregelung

		II 1886	III 1888		V 1892	VI 1894		VIII 1900	XII 1912	XIII 1923	XIV 1926		XV 193∶	1		
Nr.	Frage Mitteilung Thema	2	2	5	10	6	7	1	1	1	1	2	1	2	3	3
Flußregelung	÷															
Querschnitt			×	×	×	×		×	×		1			×		
Trassierung			X	×	X	×		×	×		1			×		
Maßnahmen							<b>†</b>				+				<del> </del>	
Begradigung								×	×					×		
Reg. Bauwer	/P		<del>                                     </del>			1	×	X	×		<del>                                     </del>			×		-
Böschungs- i							<del>                                     </del>	ļ			<del> </del>				1 .	<b>†</b>
Sohlsicheru				×		1	1	×	×	ì			ì		×	1
Baggern	19	<u> </u>		<u> </u>	×	+	<del>                                     </del>	×	×	-	<del> </del>		<del></del>		+~	<del> </del>
Geschiebezu	Fubr		+		<del>  ^</del>	<b>+</b>	<del> </del>	<del>  ^</del>		<del> </del>	+			-		<del> </del>
Mittelwasserr		-		ļ		×	×	×	×							
Niedrigwasser:					<del> </del>	<del>  ^</del>	+ x	1 ×	×		+		<del> </del> -			<del> </del>
Deiche	reg.	<del> </del>	-	_	-	<del>                                     </del>	<del>  ^^</del> -	×	×	<u> </u>	<del> </del>				-	<del> </del> -
Detrue		-	-		+	-	-	<del>  ^</del>			+		<del>  -</del> -		+	
Stauregelung																
Querschnitt		×	×	×				Ì	×	]	)		1	×		1
Bauwerke		<u> </u>	×	<u> </u>	<del> </del> -	<u> </u>	<del> </del>	-	<u> </u>		+ ×			×		
Schleusen	***		<del>  ^</del>		<del></del>	1	<del> </del>	<del> </del>	×	<del> </del>	×		<del> </del>	<u> </u>	+ x	
Wehre		<u> </u>	<del> </del>		<u> </u>			-	×	-	<del>  ^</del>		×	X	+^-	
				-		+	ļ	-	×	-			<u> </u>			
Kraftnutzung		ļ	<del> </del>		ļ	<del> </del>	ļ	ļ			<u> </u>				_	
Unterprishing																
Untersuchungen			1	1				×	×	×		×	1	l		1
Hydrologie		-		<u> </u>			ļ	<del>  ^</del>	<u> </u>		<del> </del>	<u> </u>		<del>                                     </del>		-
Morphologie		<b>├</b>	1	L			<b>-</b>				<u> </u>		-	ļ.	4	
Grundwasser			1	×	1			<u> </u>		×	ļ	<u> </u>	<del> </del>	-		
Geologie		ļ	-		1	1	ļ	-		×		×		X		ļ
Feststoffe		$\vdash$		<b></b>	×	X	<u> </u>	ļ				×			1.,	
Schiffahrt			<del> </del>			-		-			<b></b>		<u> </u>	X	X	
Eis/Nachtfahr	t				1									×		
Energie			1		1	1	<u> </u>						ļ		<u> </u>	<u> </u>
Wasserwirtsch		L		×				<del> </del>								
Hochwasser/NW				<u> </u>				X	X		<u> </u>	×	X		1	<u> </u>
Umwelt	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1									<u> </u>		×			1	
Wirtschaftlic	hkeit		×	L		1										
Hydraulik			1		1	1 .		×	×	1	X			]		X

	XVI 1935	,			XVIII 1953	XIX 1957	XXI 1965	XXII 1969	XXIII 1973	XXIV 1977		XXV 1981			
Nr. Frage Mitteilung	2	3	1	3	3	2 5		F	. 3	1	4	1	2	. 3.	4
Thema	1 .		ŀ			2 5	5	5	3	1	4	1	- Z	)	. 4
Flußregelung .											· 1				
Querschnitt		<u> </u>	x					-							
Trassierung						·									
Maßnahmen					T										
Begradigung		I			. 7							1.			
Reg. Bauwerke	ļ	×					,					×			
Böschungs- u.		-								l				ľ	
Sohlsicherung			X.		1					1	1	-			
Baggern						X		-				١.		1	× .
Geschiebezufuhr								Χ.				X		×	
Mittelwasserreg.		×				1000									
Niedrigwasserreg.		×	ļ	1		×					,				
Deiche		×					-								
Stauregelung Querschnitt			<u> </u>					×		X			-		
Bauwerke	1	-	-	<u> </u>	ļ		-	X	<u> </u>	x	<u> </u>	1	1	<del>                                     </del>	
Schleusen			+-			<u> </u>				<del>                                     </del>			×	<del>                                     </del>	
Wehre		1	-	<u> </u>		X		<u> </u>		<u> </u>		<b>-</b>		<u> </u>	
Kraftnutzung		-	-	-	ļ		1		×	ļ			<del> </del>		
Untersuchungen Hydrologie	×				x		-								
Morphologie	1. "				×							1			
Grundwasser	1	<del> </del>	$\vdash$		<del> </del>	<del> </del>	·			7	<del>                                     </del>	+	<del> </del>	ļ. —	
Geologie		<del>                                     </del>	1							<u> </u>			1.		
Feststoffe	<u> </u>		<b>†</b>		X	-		X	• •	<del> </del>		<del> </del>	t	X	
Schiffahrt	<del> </del>	1	1			. :			×			1	×		
Eis/Nachtfahrt	1		$\top$						· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		T .	1			
Energie,	1	1	1.							٠.	† <u>`</u>	1	1	1	<b></b>
Wasserwirtschaft		×	T	<u> </u>					<del>                                     </del>		1	+	<del>                                     </del>	<del>  -</del>	
Hochwasser/NW	<del> </del>	<del>  ^</del>	$\top$	<b></b>			1	-		<del>                                     </del>	† · · · · · · ·	<b>†</b>	<b> </b>	t	.,
Umwelt	1	1	1	<b>†</b>	T .	<del> </del>	† ·				×		1		
Wirtschaftlichkeit		<del>                                     </del>	1	X						T					7
Hydraulik	×	×	1	<u> </u>	<b>†</b>			1 ,				١.			-
Modelltechnik	<del></del>	1 x	+-	$\vdash$	<del>                                     </del>	<del> </del>	×		-	İ .		+		<del>                                     </del>	

auffolgenden Kongressen bis zum Jahre 1894 sind grundlegende Fragen des Flußausbaues und besonders die allgemeingültigen Grundsätze für die geeignete Querschnittsgestaltung in Abhängigkeit von der Grundform des Gewässers von Fargue und Girardon am Beispiel der Rhôneregulierung behandelt worden, die richtungsweisend für künftige Niedrigwasserregulierungen im Interesse einer weitestgehenden Ausnutzung der Wasserstraßen wurden. Weitere Schwerpunkte haben die Kongresse 1912 in Philadelphia und 1931 in Venedig gesetzt, in deren Schlußfolgerungen die früheren Grundsätze anhand zahlreicher Beispiele ihre Bestätigung gefunden haben. Dabei haben auch Fragen der Feststoffbewegung mit Erosion und Sedimentation entscheidendes Gewicht erhalten. Immer mehr stellte sich die Frage nach der Rentabilität wasserbaulicher Maßnahmen. Seit 1953 stehen die uns auch heute berührenden Fragen im Vordergrund, Geschiebeprobleme, Baggerprobleme, die Vielzwecknutzung der Staustufen und schließlich treten seit 1977 Fragen des Umweltschutzes drängend in den Vordergrund, obgleich man beim Studium aller Berichte immer wieder erkennen kann, daß derartige Gesichtspunkte von engagierten und verantwortungsbewußten Wasserbauern stets berücksichtigt wurden.

Die Themenvielfalt und unterschiedlichen Randbedingungen mit den danach getroffenen Ausbauentscheidungen lassen es ratsam erscheinen, die Entwicklung an einigen Beispielen exemplarisch darzustellen.

### Historischer Rückblick

Seit altersher hat der Mensch sein besonderes Augenmerk auf die Möglichkeiten der Nutzung der oberirdischen Gewässer gerichtet. Als Verkehrswege dienten die Flüsse schon in frühester Zeit und bestimmten das Schicksal der an ihren Ufern lebenden Menschen. Zahlreiche Kulturen und Zivilisationen haben sich längs der Flußläufe entwickelt, wie z.B. am Nil, am Tiber, am Eufrath, an den großen Flüssen Chinas. Sie schufen als verbindendes Element die Voraussetzungen für die Entwicklung von Handel und Wirtschaft. So fanden z.B. auch die Römer bereits die Schiffahrt der Treverer auf der Mosel vor, als sie über die Alpen vorgestoßen waren und sich ihre Nachschublager bei Mussum. Toul und Metz und später unter Augustus ihre nördlichste Hauptstadt in Trier schufen (Abb. 1a und 1b). Auch auf dem Rhein bedienten sie sich der keltischen Schiffbauweise, wie in dem sogenannten "Oberländer Handelsschiff" überliefert ist. Man kann feststellen, daß damals wie auch viele Zeit später die Schiffahrt sich mit der Form ihrer Schiffe den naturgegebenen Verhältnissen der Flüsse anpaßte und kaum den Versuch unternahm, regelnd auf die Flüsse einzuwirken, weil hierfür offenbar die technischen Voraussetzungen und Grundlagen fehlten. Überraschenderweise berichten bereits antike Schriftsteller wie Strabon und Lucius Vetus vom Gedanken der Verbindung der Stromsysteme der Rhône, Saone und Seine oder der Rhône, der Mosel und dem Rhein, um so das Mittelmeer an Atlantik oder Nordsee anzuschließen. Auch Carl der Große hat später mit dem allerdings gescheiterten Bau der sog. fossa carolina den Versuch einer Verbindung zwischen Rhein und Donau unternommen. Wie schon die Römer, so hat man noch im Mittelalter sich überwiegend auf den Bau oder die Verbesserung von Leinpfaden für den Treidelverkehr beschränkt und allenfalls versucht, in ufernahen Zonen die Fahrrinnen günstiger zu gestalten. Dagegen entstanden, zunächst allerdings überwiegend beschränkt auf Flachlandregionen, zahlreiche Kanäle in Holland und Belgien und nach der Wiederentdeckung des Systems der Kammerschleuse, die schon in der Antike bekannt, dann aber in Vergessenheit geraten war, der Stecknitzkanal als erste Strom- und Seeverbindung in Deutschland. Das Zeitalter des Merkantilismus, welches den Verkehr als Rückgrat der wirtschaftlichen Entwicklung erkannte, hat auch die Entwicklung der Wasserstraßen in starkem Maße gefördert. So beganndie Überwindung der in den Flußsystemen vorhandenen natürlichen oder künstlichen Hinder-



Abb. 1 a): Römisches Weinschiff aus Neumagen/Mosel, etwa 200 n. Chr.

nisse allmählich Platz zu greifen. Die Schaffung enger Durchfahrten an den Wehren von Mühlenstauen nach dem System des Schleusungswasserschwalles wurde an der Seine erfolgreich praktiziert, wobei gleichzeitig eine Strömungsvergrößerung und Wasserstandsaufhöhung unterhalb des Wehres in einer für die Talfahrt der Schiffe und die Holzflößung günstige Weise erreicht wurde. Frühzeitig schuf man in Frankreich das System der Seitenkanäle, welches künstliche und natürliche Hindernisse im Flußlauf zu umgehen erlaubte. Auch in Deutschland waren hie und da Anstrengungen unternommen worden, die Fahrwasser zu wichtigen Handels- und Wirtschaftspunkten zu verbessern. So hat z.B. auf dem Neckar der Transport der Kaufmannsgüter eine solche Bedeutung erlangt, daß die dortige "Bruderschaft vereinigter Neckarschiffer" über viele Jahrhunderte hinweg aus eigener Initiative Flußräumungen vornahm. Später versuchte man, als der obere Neckar durch Mühlenstaue unpassierbar geworden war, Schiffsgassen ähnlich dem System der Seine anzuordnen. Eine ähnliche

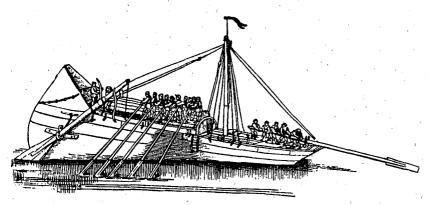


Abb. 1 b): Oberländisches Handelsschiff auf dem Rhein im Jahre 1531

Situation war am Main anzutreffen, der seine Ausbauimpulse der späteren Verbindung mit der Donau durch den Ludwig-Donau-Main-Kanal in der Mitte des 19. Jahrhunderts verdankt.

Die Technik der Flußregelung im Interesse der Schiffahrt ist zu Beginn des 19. Jahrhunderts durch zwei Umstände entscheidend beflügelt worden: Zum einen war es die Erfindung der Dampfmaschine, die die Möglichkeit schuf, nunmehr auch größere Schiffsladungen entgegen der Strömung zu Berg zu transportieren, wofür die verfügbaren Fahrwasserverhältnisse nicht ausreichten; zum anderen war es die rasche Entwicklung der Eisenbahnverbindungen, die zum scharfen Konkurrenten der Binnenschiffahrt wurden. Beide Entwicklungen gaben den Anstoß, der Flußregelung nunmehr verstärkte Aufmerksamkeit zu widmen.

## Flußregelung zum Schutz gegen Hochwasser

Die ersten Aktivitäten des 19. Jahrhunderts beim Ausbau der Flüsse und der Entwicklung geeigneter Regelungselemente waren allenthalben von der Sorge um die Abwendung der Hochwassergefahren bestimmt, die vor allem in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts zu großen Verheerungen geführt hatten. Unter diesem Aspekt sind insbesondere die Korrektionsmaßnahmen am Oberrhein zu sehen, die von dem führenden Wasserbauingenieur Gottfried Tulla aus dem damaligen Großherzogtum Baden geplant und eingeleitet wurden, der umfangreiche Erfahrungen zuvor in preußischen Diensten am Niederrhein gesammelt hatte. Hier hatten nämlich die verheerenden Überschwemmungen in den Jahren 1740, 1751 und 1753 den Anlaß zur planmäßigen Bändigung des Flusses gegeben, so daß noch unter Friedrich II mit der planmäßigen Befestigung der Ufer und der Anlage von Längsdeichen an einem einheitlichen Flußbett begonnen worden war. Wie alle Flußregelungsmaßnahmen sind bereits die ersten Tulla'schen Korrektionsmaßnahmen ausschließlich durch die örtlichen Gegebenheiten bestimmt und begründet. So fand Tulla damals den Rhein als regellosen Wildstrom mit vielen Armen und Verzweigungen in einem häufig wechselnden, bis zu 6 km breiten Bett vorwelches sich in erdgeschichtlichen Zeiträumen in der Talaue eingegraben hatte, die aus Abla gerungen mit Moränenschutt seit dem prähistorischen Grabenbruch entstanden war (Abb. 2).

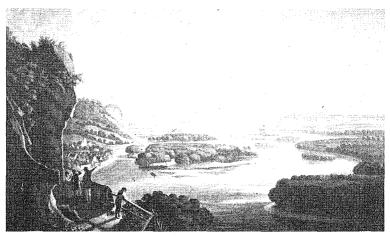


Abb. 2: Rheinlandschaft bei Istein zu Anfang des 19. Jahrhunderts (Gemälde von P. Birmann)

Die Suche nach Möglichkeiten, in der von Malaria und anderen Sumpfkrankheiten heimgesuchten Region immer wieder eintretenden, katastrophalen Überschwemmungen zu vermeiden oder einzudämmen, führten zu dem von Tulla entwickelten Korrektionskonzept, durch das ein zwischen Seitendämmen eingefaßtes einheitliches Flußbett entstand. Er nutzte dabei die hydraulisch morphologische Gesetzmäßigkeit mit der Abhängigkeit der Schleppspannung

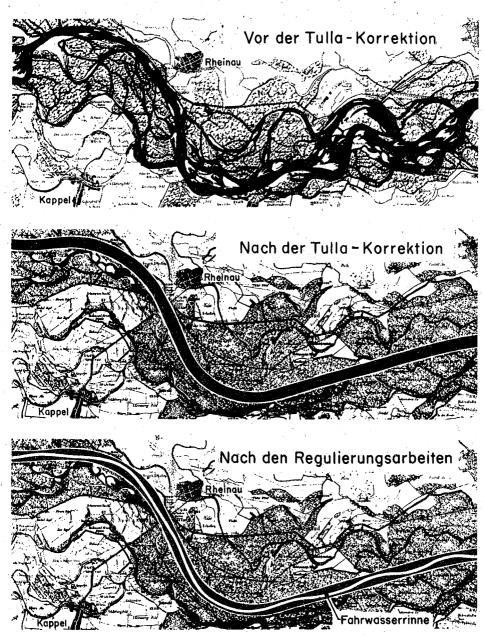


Abb. 3: Der Rhein bei Rheinau-Kappel, Ausbaustufen seit Beginn des vorigen Jahrhunderts

von Wassertiefe und Längsgefälle in der Weise aus, daß mit Hilfe der Korrektionsbauten durch Querschnittseinschränkungen und Laufverkürzungen die notwendige Räumkraft erzeugt wurde, durch die das gewünschte Gewässerbett von selbst entstand (Abb. 3). Gegenüber den von Menschenhand in die seitlichen Korrektionsdämme eingebauten Erdmassen wurden so vom Strom selbst mehr als die vierfache Bodenmenge ausgeräumt. Mit der Schaffung eines durchgehenden 200 m breiten Strombettes waren die Tulla'schen Maßnahmen ein voller Erfolg. Allerdings führte die Energiekonzentration zu einer vom Oberstrom her verstärkten Sohleneintiefung des Korrektionsbettes und zum Abtransport gröberen Geschiebes, so daß sich gleichzeitig der Flußwasserspiegel bis zur Mitte dieses Jahrhunderts erheblich absenkte. Bei Rheinweiler unterhalb von Basel wurde eine Absenkung von rd. 7 m gemessen. bei Breisach betrug sie etwa 2 m und bei Straßburg bis Plittersdorf etwa 1 m. Dies war bei der Korrektion sicher nicht gewollt und nicht erwartet worden, weil man damals offenbar von der Annahme ausging, daß der Fluß frühzeitig sein Gleichgewicht wiederfinden und nicht ohne Geschiebenachschub vom Oberlauf her bleiben würde. Nicht ohne Grund ist noch im 15. Schiffahrtskongress in Venedig im Jahre 1931 in den Schlußfolgerungen erneut auf die Sensibilität solcher Maßnahmen und die notwendige Sorgfalt hingewiesen worden, die bei der Projektierung von Durchstichen angewendet werden muß. Denn auch bei Regelungsarbeiten im Interesse der Schiffahrt sind Begradigungen des Wasserweges nötig, die zu schädlichen Laufverkürzungen führen können, so daß deren Auswirkungen und Abhilfemaßnahmen jeweils sorgfältig geprüft werden müssen.

Ähnliche Prinzipien wie beim Oberrhein wurden für den Hochwasserschutz an der Donau angewendet, hier allerdings blieben damals die Gefällesteigerungen durch Laufverkürzung ohne wesentliche Auswirkungen, weil die großen Alpenzuflüsse hier für ausreichende Geschiebenachfuhr und damit für ein Flußgleichgewicht auch unter den neuen Bedingungen sorgten.

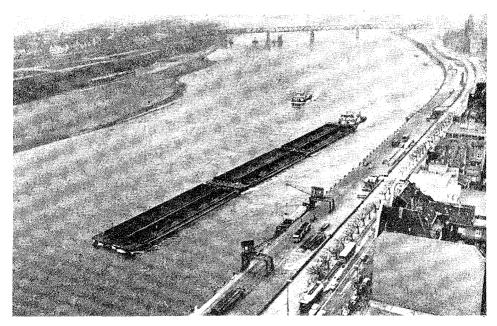


Abb. 4: Sechs-Leichter-Schubverband auf dem Niederrhein

## Flußregelung zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse.

Wenn man die Frage nach der Wirksamkeit von Regelungsmaßnahmen im natürlich abfließenden Fluß zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse behandelt, sollte stets bedacht werden, daß wirksame Verbesserungen nur dann möglich sind, wenn unter den natürlichen hydrologischen und hydraulischen Gegebenheiten die für die Schiffahrt gewünschten Fahrwasserverhältnisse vorhanden sind oder hergestellt werden können. Dies ist, wie zahlreiche Kongreßberichte und -aussagen bestätigen, nur immer dann gegeben, wenn ein verhältnismäßig geringes Fließgefälle mit einem verhältnismäßig großen Niedrigwasserabfluß zusammentrifft. Anderenfalls bleiben die Möglichkeiten für die Schiffahrt durch Regelungsmaßnahmen am natürlichen Fluß — gleichgültig welcher Art diese Maßnahmen sind — immer begrenzt. Das Fließgesetz nach De Chezy oder Manning-Strickler liefert in Verbindung mit der Kontinuitätsbedingung die einfach überschaubare Abhängigkeit des möglichen Querschnitts von den hydraulischen Größen (Abfluß, Rauhigkeitsbeiwert, hydraulischer Radius, Fließgefälle). Mit dem Größerwerden der Schiffseinheiten im Laufe dieses Jahrhunderts und besonders mit Einführung der Schubschiffahrt mit immer größeren Schubverbänden, für die wieder die Steigerung der Wirtschaftlichkeit des Schiffsverkehrs entscheidend und die schiffbautechnische und maschinentechnische Entwicklung zwingende Voraussetzung gewesen ist, werden die Grenzen der Wirksamkeit von Flußregelungsmaßnahmen immer rascher erreicht (Abb. 4). So ist verständlich, daß zahlreiche Flüsse, die ursprünglich mit flußbaulichen Hilfsmitteln für die seinerzeitigen Anforderungen mit gutem Erfolg geregelt wurden, inzwischen durch ein Stauregelungssystem den heutigen Anforderungen angepaßt wurden, wenn nicht gar andere Nutzungen wie der der Wasserkraftnutzung hierfür entscheidend waren.

Ein eindrucksvolles Beispiel hierfür ist die Rhône. Die überragende Bedeutung, die in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts die Rhône für den gewerblichen Schiffsverkehr gewonnen hatte, spiegelt sich in der Entwicklung der Rhôneflotte wider (Abb. 5). Zur Erhaltung des Frachtanteils in Konkurrenz zur Eisenbahn ergab sich zwangsläufig die Notwendigkeit zu einer intensiven Flußregelung, wobei Fragen des Hochwasserschutzes selbstverständlich mit einbezogen waren. Die ersten Ausbaumaßnahmen bestanden in der Konzentration des Mittelwasser- und des Niedrigwasserbettes in möglichst nur einem Flußarm und in der Schaffung eines den natürlichen Verhältnissen möglichst entsprechenden Flußverlaufs. Das Hauptaugenmerk seit 1880 war auf den Ausgleich des bis dahin ungleichmäßigen Fließgefälles besonders in den Kurven und den Talwegübergängen ausgerichtet. Die zweckmäßige Anordnung

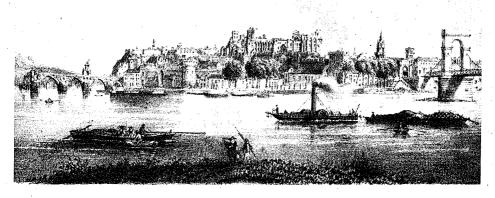


Abb. 5: Die Rhône bei Avignon um 1850

von Leitwerken, Buhnen, Tauchbuhnen und Grundschwellen führte, wie Girardon beim 6. Schiffahrtskongreß in Den Haag 1894 darlegte, zu einem ausgeglichenen Gewässerbett. Besonderes Augenmerk wurde auch auf die Form der Absperrbauwerke der Nebenarme gerichtet, um den gewünschten Effekt zu erzielen. Einige besondere Trassierungselemente seien erwähnt: Die Kurvenradien wurden auf 500 bis 1000 m beschränkt, Zwischengeraden sollten möglichst ganz vermieden oder höchstens 300 bis 400 m lang sein. Das Niedrigwasserbett wurde stets kontinuierlich gekrümmt ausgeführt, seine Breite ist je nach den Fließverhältnissen zwischen 130 m im Oberlauf und 250 m im Unterlauf festgelegt worden (Abb. 6).



Abb. 6: Die Rhôneregulierung nach der Methode Girardon

Besondere Aufmerksamkeit wurde der Querschnittsgestaltung gewidmet sowie der Anordnung der Buhnen, deren Achsen sich möglichst in der Talwegachse schneiden sollten. Die Ergebnisse der Regelungsmaßnahmen nach Girardon können als voller Erfolg bezeichnet werden, weil nicht nur die Fixierung des benetzten Querschnitts auf die gewünschten Werte, sondern auch die Vergleichmäßigung des früher stark schwankenden Fließgefälles erreicht wurde. Dennoch stellt die Flußregelung der Rhône einen Grenzfall dar, weil das mittlere Gefälle von 0,6‰ als ungünstig hoch für Flußregelungsmaßnahmen anzusehen ist, während das Verhältnis von Niedrigwasser- zum Mittelwasserabfluß mit 1 zu 2,5 verhältnismäßig günstig ist. Obgleich mit der Flußregelung die notwendigen Schiffahrtsverhältnisse für 500-t-Schiffe geschaffen waren, blieben sie dennoch durch die starke Strömung letztlich unbefriedigend. Die daraus folgende weitere Stauregelung ist im Teil 2 behandelt.

Wie bei der Rhône sind auch bei anderen Flüssen, wie z.B. am Oberrhein, am Neckar, an Main oder Mosel die Elemente der Flußregelung durch die nachfolgende Stauregelung verschwunden. Ebenso werden sie bei dem z.Z. in Ausführung befindlichen Saarausbau überdeckt werden (Abb. 7). Im Folgenden sollen deshalb Beispiele behandelt werden, bei denen die Flußregelungsmaßnahmen vorhanden sind oder sich im Ausbau befinden.

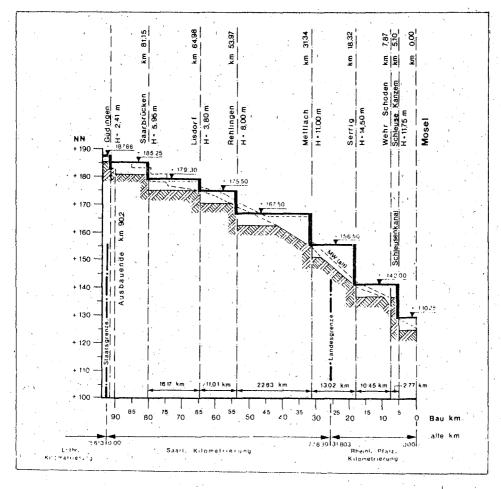


Abb. 7: Stauregelung der Saar

Als Beispiel besonderer Art kann der Rheinstrom gelten, nicht allein weil er Lebens- und Verkehrsader für Europa ist, sondern weil an ihm erläutert werden kann, daß außer den Einflüssen, die sich aus der Interessenlage der angrenzenden Länder, den politischen Gegebenheiten und den vielfältigen Nutzungsmöglichkeiten ergeben, die geographischen, geologischen, hydrologischen und morphologischen sowie die städtebaulichen Gegebenheiten die Möglichkeiten und Grenzen der Flußregelung bestimmen. Seit den Vereinbarungen über die Freizügigkeit der Schiffahrt auf dem Rhein zu Anfang des vorigen Jahrhunderts steht bei diesem Strom die größtmögliche Ausnutzung für die Schiffahrt im Vordergrund. Der Fluß ist zwischen Basel und der Mündung in die Nordsee auf eine Länge von 875 km schiffbar und durchfließt auf diesem Weg die Oberrheinische Tiefebene und nimmt oberhalb der Felsenschwelle bei Bingen bereits einmal den Charakter eines Flachlandflusses an, den er nach Durchschreiten der steileren Gebirgsstrecke zwischen Bingen und St. Goar erst am Niederrhein zum zweiten Mal erreicht (Abb. 8a und 8b). Entsprechend der geologischen Struktur hat der Fluß in der Oberrheinebene den Charakter eines geschiebeführenden Flusses mit aluvialem Sedimentbett, während in der Gebirgsstrecke überwiegend eine feste Sohle vorherrscht, die erst im

## - Ausbauzustand im Herbst 1981-

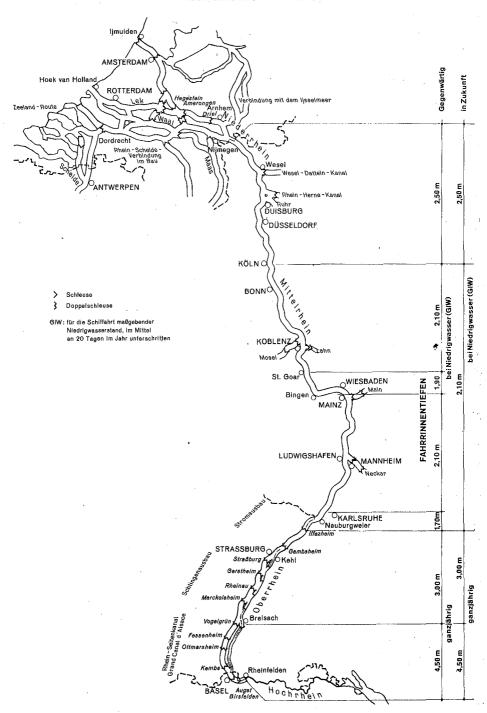
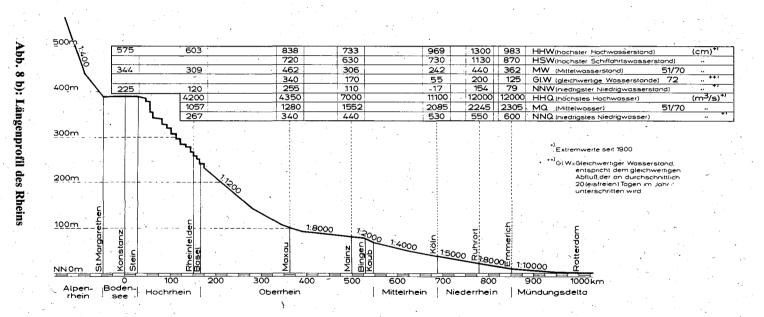


Abb. 8 a): Der Rhein von Rheinfelden bis zur Nordsee

## LÄNGENPROFIL DES RHEINSTROMES



Bereich der Moselmündung wieder in eine bewegliche Sohle übergeht. Bei diesen Gegebenheiten ist der maßgebende Engpaß für die Schiffahrt in der steilen Gebirgsstrecke zu finden, die gleichzeitig den Fahrrinnenquerschnitt bestimmt. Deshalb geht von hier auch die Ouerschnittsbemessung für die überwiegend vom Durchgangsverkehr befahrene Wasserstraße aus. Der Oberrhein war zunächst in den Jahren 1817 bis 1876 nach dem Tulla'schen Prinzip ausgebaut worden, und zwar mit der Errichtung von Parallelbauten in Form von Leitwerken, die in gewissen Abständen Öffnungen behielten, um das sich neubildende Strombett vom Geschiebe zu entlasten. In dem zwischen 220 und 300 m breiten Strombett bildete sich ein in langgestreckten Windungen von der einen zur anderen Uferseite verlaufender Talweg aus, der von wandernden Kiesbänken besäumt war und so die Schiffahrt weiterhin erheblich behinderte. Im Zuge der späteren Niedrigwasserregelung (ab 1907) wurden die im Korrektionsbett liegenden Kiesbänke durch Buhnen und Grundschwellen fixiert, so daß eine 75 bis 92 m breite Niedrigwasserfahrrinne im Verlauf des Talweges entstand. 1908 wurde erstmalig von der "Zentralkommission für die Rheinschiffahrt" eine Festlegung auf den sogenannten "Gleichwertigen Wasserstand (GlW)" vorgenommen, dem heute eine Wassertiefe von 1,70 m, bezogen auf die 20tägige Unterschreitungsdauer bei gleichwertiger Abflußmenge, entspricht. In der anschließenden Flachstrecke des Rheingaus erforderte die Regelung besondere Buhnen- und Leitwerksbauten, um innerhalb der 500 bis 900 m breiten Rinne die notwendige Fahrwassertiefe bei Niedrigwasser zu erreichen.



Abb. 9: Ausbau am "Wilden Gefähr" und "Kauber Werth" im Sommer 1976

Interessante Aspekte der Flußregelung ergeben sich besonders im Bereich der Felsenbarrieren des Mittelrheins (Abb. 9). Am Binger Riff erwies sich als notwendig, dessen Schwellenwirkung mit starkem Spiegelabsunk und erheblicher Geschwindigkeitserhöhung über dem Gefällknickpunkt zu beseitigen (Bild 9). Bemerkenswert ist die Feststellung, daß erst die Erfindung des Schießpulvers die Voraussetzung dafür gewesen ist, daß im 17. Jahrhundert eine erste 4,5 m breite Schiffahrtsrinne aus dem Binger Riff ausgesprengt werden konnte. Mit dem Fortschritt der Technik wurde im 19. Jahrhundert die Öffnung auf 23 und später auf 30 m verbreitert. Parallel dazu wurde eine zweite Fahrrinne hergestellt und ein Längswerk im Strom zur Verbesserung der Störmungsverhältnisse angeordnet. Erst die meß- und modelltechnische Beherrschung der schwierigen Abflußverhältnisse erlaubten zwischen 1966 und 1974 die Schaffung einer einheitlichen, 120 m breiten Schiffahrtsrinne, wobei der damit verbundenen Wasserspiegelabsenkung durch ein Niedrigwasserleitwerk sowie durch Sohlenaufhöhung nach Unterstrom und der Anordnung von Unterwasserinseln weiter oberhalb entgegengewirkt wurde (Bild 10). Auch gegenwärtig wird an weiteren flußbautechnischen Verbesgengewirkt wurde (Bild 10). Auch gegenwärtig wird an weiteren flußbautechnischen Verbesgen



Abb. 10: Binger-Loch-Strecke

serungen dieses Abschnitts gearbeitet; beabsichtigt ist, den Wasserspiegel im Niedrigwasserund Mittelwasserbereich mit Hilfe eines Parallelwerks, einer Hochwasserentlastungsrinne und einer Überlaufschwelle weiter anzuheben. Bemerkenswert sind auch die Entwicklungen der Bohr-und Sprengtechnik, um die zum Teil harten Quarzitbänke erschütterungsfrei lösen zu können und ebenso die Entwicklung eines Felsmeißelverfahrens, welches die weitgehende Ausnutzung der wirksamen Fallenergie erlaubt. Um die Fahrrinnentiefe von 2,10 m zu erreichen, ist ein besonderes Buhnen- und Leitwerksystem erforderlich, welches auch die hydraulische Wirksamkeit der Inseln und Nebenrinnen berücksichtigt. Im anschließenden flacheren Aluvialbereich wird eine Fahrrinne von zunächst 150 m Breite vorgehalten, die sich im Mündungsbereich des Flusses bis auf 340 m aufweitet. Regelungselemente sind hier neben Buhnen und Leitwerken vor allem Baggerungen und Kolkverfüllungen. Die Erhaltung der Schiffbarkeit am Niederrhein ist durch eine fortschreitende Sohlensenkung mit Werten bis zu 4 cm pro Jahr erschwert. Da sich mit diesem Senkungsvorgang die Rheinvorländer bei Hochwasserströmung allmählich aufhöhen und damit eine Stromkonzentration im Mittelwasserbett und infolgedessen eine Verstärkung der Erosion bewirken, werden die Strombauwerke dem sinkenden Wasserstand angepaßt und die Vorländer laufend abgetragen. Ein weiteres Problem ergibt sich aus den örtlichen Sohlenabsenkungen infolge des Bergbaus unter dem Rheinstrom. Als regelnde Elemente sind hier flexible Buhnenkonstruktionen erprobt worden, die den Querschnitt bei Niedrigwasser einschränken und bei Hochwasserabluß wieder freigeben. Besondere Verhältnisse liegen auch in den starken Krümmungsstrecken am Niederrhein vor, wo eine starke Tiefenerosion Kolke bis zu 13 m Tiefe erzeugt hat. Moderne Kolkverfüllungsmethoden mit Einbau von Kunststoffsäcken mit Füllinhalt von 18 bzw. 6 m³ haben die Aufgabe, die Tiefenerosion in eine Breitenerosion umzuwandeln und damit zugleich eine schiffahrtstechnische Verbesserung in der Kurvenfahrt zu bewirken. Über diese Maßnahmen ist bei den beiden letzten Schiffahrtskongressen berichtet worden (Bild 11).

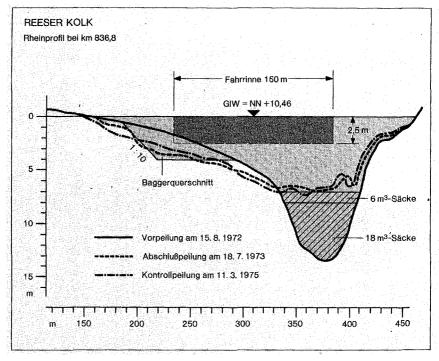


Abb. 11: Kolkverfüllung

Infolge der geologischen Gegebenheiten und der Teilkanalisierung des Oberrheins ist der Fluß einem extremen Geschiebeungleichgewicht ausgesetzt. Die Auswirkungen der Erosion unterhalb der letzten Staustufe und ihr Ausgleich durch künstliche Geschiebezugabe sind gleichfalls beim letzten Schiffahrtskongreß in Edinbourgh und im Bulletin Nr. 42 behandelt (Abb. 12). Für den freifließenden regulierten Strom ergibt sich hieraus die Chance, daß bei kontinuierlicher Fortführung der Geschiebezugabe ein Gleichgewichtszustand künstlich herbeigeführt wird, der den Erfolg der übrigen Regelungsmaßnahmen begünstigt.

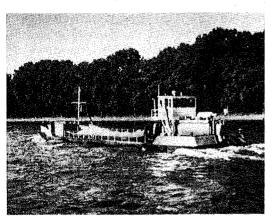




Abb. 12: Geschiebezugabe

Für den dritten in flußbautechnischer Hinsicht ebenfalls interessanten Strom, die Donau, ergeben sich wiederum ähnliche und doch in entscheidenden Punkten abweichende Maßnahmen. Beim 8. Schiffahrtskongreß im Jahre 1900 in Paris ist über die Eindeichung der Donau zur Gewinnung von 3 Millionen Hektar Ackerland berichtet worden. Im vorigen Jahrhundert sind eine Reihe von Korrektionsmaßnahmen ausgeführt worden, die selbst bei Ausführung von Durchstichen zunächst ohne nachteilige Wirkungen geblieben waren. Die Mittelwasserkorrektion im Laufe des vorigen Jahrhunderts führte zu einem 130 – 140 m breiten Mittelwasserbett. Die im Interesse der Schiffahrt notwendige Niedrigwasserregelung erfolgte zwischen

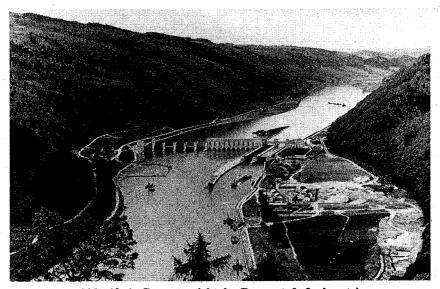


Abb. 13 a): Gesamtansicht der Donaustufe Jochenstein

1920 und 1960 in Verbindung mit der Vervollkommnung des Hochwasserschutzes durch Deiche. Die Donau ist allerdings auch nicht frei von flußmorphologischen Problemen geblieben. Nachdem korrigierende Maßnahmen an der oberen Donau und in den Nebenflüssen zunächst zu einem Geschiebeausgleich gegenüber dem verstärkten Geschiebeabtransport durch die Gefällvergrößerung geführt hatten, trat seit dem Jahre 1960 eine Normalisierung der Geschiebenachfuhr mit der Folge einer fortschreitenden Eintiefung der Sohle unterhalb von Regensburg ein. Da das Ziel der Niedrigwasserregelung aufgrund der hydraulischen Gegebenheiten nicht erreichbar war, wurden zusätzliche Baggerungen notwendig, die die Erosion noch weiter förderten. Die konsequente Folge war die Stauregelung auch unterhalb von Regensburg. Bei der Situation der Donau muß man berücksichtigen, daß die untere Donau außerhalb der Bundesrepublik nach und nach in vollem Umfang, und zwar in erster Linie aus Gründen der Energienutzung mit Staustufen ausgebaut wird. Inwieweit der künftig verbleibende Abschnitt zwischen den Stauhaltungen Kachlet und Straubing im geregelten Flußzustand erhalten bleiben kann, bedarf der eingehenden Untersuchung. Zwar liegen die Gefällsverhältnisse mit Werten zwischen 0,11 und 0,3% relativ günstig. Der maßgebende Regulierungsniedrigwasserabfluß begrenzt aber die verfügbare Wassertiefe auf 1,7 m bei einer Regelungsbreite von 100 m. Die Erhaltung des gegenwärtigen freifließenden Flußabschnittes würde in

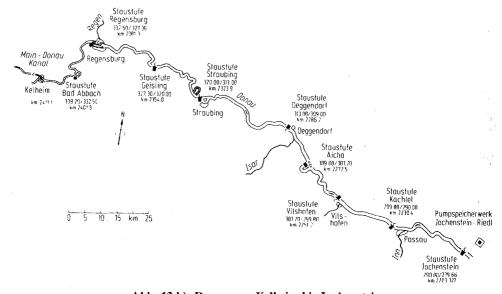


Abb. 13 b): Donau von Kelheim bis Jochenstein

der Zukunft besondere Maßnahmen zur Erosionsverhinderung erfordern, so daß auch hier der Übergang zu einer vollen Stauregelung in Betracht kommen wird (Abb. 13a, 13b und 13c).

Die begrenzten Möglichkeiten zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse durch Regelungsmaßnahmen am freifließenden Fluß können in gewissem Grade durch künstliche Hochwasserwellen aus Staubecken verbessert werden. Ein Beispiel hierfür sind die Verhältnisse an der Weser, wo die Möglichkeit bestand, in Niedrigwasserzeiten Wasser aus zwei Speicherbekken zuzugeben, um damit eine vorübergehende Niedrigwasseraufhöhung zu bewirken. Natürlich sind auch diese Möglichkeiten begrenzt und nur dann wirkungsvoll, wenn es gelingt, die

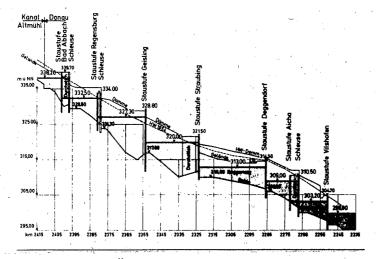


Abb. 13 c): Übersichtshöhenplan Kelheim-Vilshofen

Wasserzugabe bei jedem Bedarf, und zwar so durchzuführen, daß jeder Schiffsverband die erforderliche Aufhöhung in allen kritischen Bereichen voll nutzen kann. Bei der Weser ist diese Möglichkeit nach der Vollstauregelung nicht mehr notwendig.

Schließlich soll als weiteres Element der Flußregelung die Unterhaltungsbaggerung in Auflandungsbereichen erwähnt werden. Ihre Anwendung an den großen Strömen hat sich letzt-

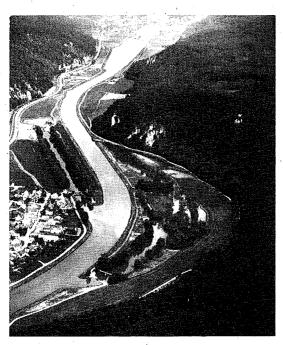


Abb. 14: Stauhaltung Kelheim

lich nur in Verbindung mit anderen Maßnahmen als wirtschaftlich vertretbar erwiesen. Es ist aber ein besonderes Anliegen, die Notwendigkeit von Baggerungen so weit wie möglich einzuschränken, ganz abgesehen davon, daß jede Baggerung das Geschiebegleichgewicht ohnehin beeinträchtigt und damit neue Probleme schafft. Deshalb ist bei erforderlichen Baggerungen die Bodenumlagerung im Gewässer die geeignete Lösung.

Weitere mannigfaltige Probleme sind in den Berichten zu den verschiedenen Schiffahrtskongressen behandelt worden. Heute ist es ein besonderes Anliegen, bestehende Flußsysteme möglichst in ihrem natürlichen Zustand zu erhalten. Der Forderung nach einem naturnahen Ausbau ist auch in der Vergangenheit in vielfältiger Weise Rechnung getragen worden. Dies gilt auch im Falle des notwendigen Ausbaus zum staugeregelten Fluß. Durch sinnvollen Ausbau der Altwässer lassen sich oft wertvolle Feuchträume schaffen (Abb. 14).

Der Teil Stauregelung ist im französischen Beitrag behandelt.