

Abteilung I – Binnenschifffahrt

Thema 1

Neue Mittel zum Schutz der Ufer und der Sohle von Wasserstraßen gegen den Angriff von Strömungen und Wellen einschließlich der von Schiffen verursachten Wellen.

Berichtersteller:

Dipl.-Ing. Werner Berger, Ministerialrat a.D., Alfter-Gielsdorf (†)
Dr.-Ing. Karl Felkel, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Dr.-Ing. Martin Hager, Ministerialrat, Bundesverkehrsministerium, Bonn
Dipl.-Ing. Horst Oebius, Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffsbau, Berlin
Dr.-Ing. Erich Schüle, Versuchsanstalt für Binnenschiffsbau e.V., Duisburg

Zusammenfassung

In den Deutschen Berichten zu den Internationalen Schiffahrtskongressen 1965 in Stockholm (Thema I/4), 1969 in Paris (Themen I/5 und I/6) und 1977 in Leningrad (Themen I/3 und I/4) ist aus der Sicht der damaligen Entwicklung in der Bundesrepublik Deutschland sowohl über die Ursachen der Beanspruchungen von Ufer und Sohle der Binnenwasserstraßen als auch über die notwendigen Mittel und Methoden zu ihrem Schutz berichtet worden. Inzwischen sind weitere neue Erkenntnisse auf Grund von Erfahrungen in der Praxis, theoretischen Untersuchungen sowie Versuchen am Modell und in der Natur gewonnen worden.

Theoretische Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl

Wegen der Vielzahl variabler Einflußgrößen des Verbundsystems Schiff und Propeller werden durch sinnvolle Vereinfachungen lösbare Bedingungen zur Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl geschaffen: Standversuch, freifahrender Propeller sowie ein seitlich und tiefenmäßig unbeschränktes Kontinuum für das Abstrahlungsfeld. Für die Vorgänge im Propellerstrahl wird der bekannte Freistrahler herangezogen, womit es möglich ist, neue Ansätze für die Geschwindigkeitsverteilung $u_{x,r}$ in der Kernzone und in der Diffusionszone des Propellerstrahls zu entwickeln. Die in den Ansätzen erscheinenden Konstanten wurden durch Versuche ermittelt.

Propellerumströmung in Wechselwirkung zur Verdrängungsströmung des fahrenden Schiffes auf Binnenwasserstraßen

Da die Strömungsvorgänge am fahrenden Schiff im Bereich des Hecks derzeit mathematisch kaum erfaßt werden können, sind hierüber Versuche im Main-Donau-Kanal durchgeführt worden, deren Ergebnisse quantitativ und qualitativ den dreidimensionalen Charakter der Schiffs- und Propellerumströmung erkennen lassen. Weitgehend quantifizierte Aussagen werden für die Verdrängungsströmung, den Propellerstrahl, die Aus-

bildung einer Störfrent mitströmenden Wassers, die an der Wasseroberfläche erscheinende Heckwelle und die auf Böschung und Sohle wirkenden dynamischen Kräfte gemacht.

Uferschutz

Die an die Binnenwasserstraßen gestellten, mit der Verkehrsentwicklung wachsenden Anforderungen haben die Entwicklung vom losen zum gebundenen Deckwerk bewirkt. In der Bundesrepublik überwiegen bei den natürlichen Wasserstraßen die losen, bei den Kanälen dagegen die gebundenen Deckwerke. Es bestehen aber Tendenzen, für alle Wasserstraßenverhältnisse gleichartige Konstruktionsprinzipien zu finden. Im einzelnen werden die Anforderungen für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit eines Deckwerks, die mit der Steingröße korrespondierende Schichtdicke, die verschiedenen Steinverklammerungen, den Nachweis der Verklammerungswirkung und die Methoden zur Gewährleistung der Standsicherheit aufgezeigt. Daneben wird auch die Frage der Wirtschaftlichkeit hinsichtlich der Investitions- und der Unterhaltungskosten besonders erläutert.

Die Geschiebezugabe als Mittel zur Verhütung der Sohlenerosion des Rheins

Um am Rhein die gegenwärtigen Schiffahrtsverhältnisse aufrechtzuerhalten, ist es notwendig, ein Gleichgewicht zwischen Abfluß und Geschiebehaushalt herzustellen. Deshalb werden in der Bundesrepublik Untersuchungen der Abfluß- und Geschiebeverhältnisse des Rheins durchgeführt, deren Ziel es ist, hierfür geeignete wasserbautechnische Maßnahmen zu ermitteln. Besonders kritisch sind die Verhältnisse am Oberrhein, weil dort durch den Staustufenausbau der natürliche Geschiebetransport unterbunden wird und sich unterhalb der jeweils untersten Staustufe eine starke Sohlenerosion ausbildet, der bisher nur durch Fortsetzung des Staustufenbaus begegnet werden konnte.

Da die Sohlenhöhe dann stabil bleibt, wenn in einem betrachteten Stromabschnitt die gleiche Geschiebemenge eintreibt, ihn durchwandert und nach unterstrom wieder verläßt, hat die Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe vorgeschlagen, zur Verhinderung der Sohlenerosion dem Strom das fehlende Geschiebe in der gleichen Qualität am Ort der Entstehung der Erosion zuzugeben.

Zur Beurteilung und zur Erprobung der neuen Methode wurden unterhalb der Oberrhein-Staustufen Gamsheim (1975) und Iffezheim (seit 1978) großangelegte Naturversuche mit Geschiebezugabe durchgeführt. Das dem Sohlenmaterial des Rheins entsprechende Kiesgemisch wird von talwärts fahrenden Klappschuten teppichförmig in Schichten auf die erodierte Rheinsohle aufgebracht. Der erste Naturversuch, bei dem 92 000 m³ verklappt wurden, mußte wegen des Baufortschritts in Iffezheim abgebrochen werden. Der zweite Naturversuch begann im April 1978 und wird auch jetzt noch weiter fortgesetzt. 158 000 m³ wurden 1978 und 166 000 m³ 1979 eingebaut. Es zeigte sich, daß die Geschiebezugabe auch bei einem großen Hochwasser keine Schwierigkeiten bereitet. Die umfangreichen theoretischen und praktischen Untersuchungen und die Naturversuche haben bewiesen, daß eine Zugabe von Geschiebe in der Erosionsstrecke sehr gut geeignet ist, das Fortschreiten der Erosion zu verhindern, die Wasserspiegellagen bei niedrigen Abflüssen zu erhalten und ein Gleichgewicht im Abflußregime herzustellen, ohne daß die Schifffahrt beeinträchtigt wird. Diese von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes entwickelte Methode zur Verhinderung der Sohlenerosion des Oberrheins hat sich schon sehr gut bewährt.

1. Einführung

Parallel laufend mit der umwälzenden Entwicklung der Binnenschifffahrt in den vergangenen drei Jahrzehnten — Übergang von Schleppzügen zu Motorgüterschiffen und Schubverbänden sowie Vergrößerung der Abmessungen und Antriebsleistungen — sind nach sorgfältigen Untersuchungen in der Bundesrepublik Deutschland neue Mittel und Methoden zum Schutz der Ufer und der Sohle von Binnenwasserstraßen entwickelt worden, um den verstärkten Angriffen durch die Wirkungen von Wasser und Schifffahrt besser begegnen zu können. Dabei wurde nicht nur den Ursachen der Beanspruchung von Ufer und Sohle nachgegangen, sondern auch untersucht, wie die notwendigen Schutzmaßnahmen dauerhaft bei möglichst geringem Unterhaltungsaufwand gestaltet werden können. Über die gewonnenen Erkenntnisse bei den Untersuchungen in Theorie und Praxis, am Modell oder in der Natur wurde bereits in den deutschen Berichten zu früheren Internationalen Schiffahrtskongressen ausführlich berichtet:

- 1965 in Stockholm, Thema I/4,
- 1969 in Paris, Themen I/5 und I/6 und
- 1977 in Leningrad, Themen I/3 und I/4.

Die in diesen Berichten mitgeteilten Ergebnisse und Beispiele für die Anwendung in der Praxis stellten allerdings noch keinen Endstand dar, denn im Wasserbau ist in vielen Fällen eine langjährige Erprobung und Bewährung der als zweckmäßig erkannten Methoden unerlässlich. Auch ist es notwendig, die wissenschaftlichen Untersuchungen weiterzuführen, um die vielschichtige Problematik der Wasserbewegung in Wasserstraßen und ihre Auswirkungen besser erfassen zu können.

So haben sich die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin und die Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e.V. in Duisburg weiter eingehend mit den von fahrenden Schiffen verursachten Strömungen befaßt. Dabei ist es gelungen, einen neuen Ansatz zur theoretischen Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl zu entwickeln. Außerdem sind auf experimentellem Wege, d.h. im Naturversuch, die Wechselwirkung der Propellerumströmung zur Verdrängungsströmung des fahrenden Schiffes in einem Abschnitt des Main-Donau-Kanals ermittelt worden. Damit wurden neue Erkenntnisse gewonnen, die für Ausbau und Unterhaltung der Binnenwasserstraßen von Bedeutung sind.

Verschiedene neue sowie alte, aber verbesserte Methoden zum Schutz der Ufer sind in den letzten 20 Jahren sowohl beim Ausbau als auch bei der Unterhaltung der Wasserstraßen angewendet worden. Seitdem über die wichtigsten dieser Methoden bei den Internationalen Schiffahrtskongressen berichtet worden ist, haben sich einige Deckwerke als besonders gut für den Uferschutz geeignet erwiesen. Deshalb wird in diesem Bericht das Ergebnis einer langjährigen Erprobung und Bewährung mitgeteilt.

In der Bundesrepublik Deutschland ist der Rhein die bedeutendste Binnenwasserstraße und zugleich das Rückgrat der Binnenschifffahrt Westeuropas. Um die gegenwärtigen Schifffahrtsverhältnisse zu erhalten und — wenn möglich — in bestimmten Stromabschnitten noch zu verbessern, muß vordringlich ein besonders schwieriges Problem gelöst werden, nämlich ein stabiles Abflußregime zu erreichen. Aus seiner geographischen Lage und Entwicklungsgeschichte heraus ergibt sich, daß der Rhein — auch ohne die mannigfaltigen Eingriffe in sein Abflußregime und das seiner Nebenflüsse — sich nicht

in einem Gleichgewichtszustand, sondern in einem Zustand ganz langsamer Eintiefung durch Erosion befindet, der vor Jahrtausenden begonnen hat und noch zu keinem Stillstand gekommen ist. Die menschlichen Eingriffe haben eine deutlich spürbare Beschleunigung der Erosion bewirkt und das natürliche Abhängigkeitsverhältnis zwischen Abfluß und Geschiebeführung empfindlich gestört. Als Folge hat sich am Oberrhein unterhalb des mit Staustufen ausgebauten Abschnitts eine starke Sohlenerosion ausgebildet, die in wenigen Jahren die Schifffahrt unmöglich gemacht hätte, wenn nicht der Staustufenbau nach unterstrom fortgesetzt worden wäre. Neben diesem akuten Problem am Oberrhein oberhalb von Karlsruhe ist aber auch in anderen Stromabschnitten eine ständige Veränderung der Höhenlage der Rheinsohle zu beobachten. Deshalb sind Untersuchungen der Abfluß- und Geschiebeverhältnisse für den gesamten Rhein in der Bundesrepublik in die Wege geleitet worden, deren Ziel es ist, die notwendigen wasserbautechnischen Maßnahmen zu finden, mit denen ein Gleichgewicht zwischen Abfluß und Geschiebehaushalt hergestellt, d.h. die Stromsohle stabilisiert werden kann.

Für den kritischen Stromabschnitt am Oberrhein hat sich bisher ergeben, daß eine Sohlenpanzerung keine Maßnahme darstellt, mit welcher die unterhalb der letzten Staustufe auftretenden Probleme ohne eine unzulässige Beeinträchtigung der Schifffahrt gelöst werden können. Auch Grundschwellen in Verbindung mit einer Sohlenpanzerung werden voraussichtlich keine wirtschaftlich vertretbare Lösung bilden.

Auf der Grundlage einer Ideenstudie der Bundesanstalt für Wasserbau konnte jedoch eine völlig neue Methode zur Lösung dieses Problems der Sohlenerosion am Oberrhein gefunden werden. Die umfangreichen theoretischen und praktischen Untersuchungen haben gezeigt, daß eine Zugabe von Geschiebe in der Erosionsstrecke sehr gut geeignet ist, das Fortschreiten der Erosion zu verhindern, die Wasserspiegellagen bei niedrigen Abflüssen zu erhalten und ein Gleichgewicht im Abflußregime herzustellen, ohne daß dabei die Schifffahrt beeinträchtigt wird. Diese von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes entwickelte Methode, die seit 1975 in Naturversuchen erprobt wird, hat sich bereits sehr gut bewährt und wird in diesem Bericht im einzelnen beschrieben.

2. Von Schiffen verursachte Strömungen

2.1 Theoretische Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung im Propellerstrahl

2.1.1 Vereinfachende Annahmen

Bei der Unterhaltung der Fahrwasser ist die künstlich erzeugte Sohlenerosion z.B. durch den Schiffspropeller seit dessen Einführung als Antriebsorgan Gegenstand regen Interesses gewesen und hat gerade in jüngster Zeit nach Veröffentlichung erster brauchbarer Ansätze zur Abschätzung des Propellereinflusses wieder besondere Bedeutung gewonnen. Wichtigste Voraussetzung für die theoretische Beschreibung der Beschädigungen an Gewässersohlen, Böschungen und Bauwerken durch die Wirkung des Schiffspropellers ist die mathematische Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung im Schraubenstrahl als Träger der für einen möglichen Sohlenangriff erforderlichen kinetischen Energie. Auf Grund der Erfahrungen im Schiffbau ist eine universelle mathematische Beschreibung der hydromechanischen Vorgänge im Abstrahlungsfeld eines Propellers unter praxisnahen Bedingungen wegen der Vielzahl konstruktionsbedingter variabler Einfluß-

größen des Verbundsystems Schiff und Propeller wie Fortschrittsgeschwindigkeit, Hinterschiffsform, Ruderform und -lage zum Propeller usw. nicht möglich. Es ist daher notwendig, durch sinnvolle Vereinfachungen des Systems lösbare Bedingungen zu schaffen.

Ein wichtiges Kriterium für den Einfluß von Propellern auf bewegliche Begrenzungen ist die Einwirkdauer. Da der Schraubenstrahl örtlich nur sehr begrenzt wirkt, sind die Einflußmerkmale umso ausgeprägter, je länger der Einfluß dauert. In der Tat sind die Beschädigungen überall dort am größten, wo das Schiff anfährt, z.B. an Kaianlagen, in Hafenbecken, an Wendestellen, in Schleusenvorhöfen und an Weichen. Im Rahmen dieser Betrachtung wird daher der Standversuch gewählt ($u_p = 0$).

Da sich der Propeller in diesem speziellen Fall die Betriebswassermenge selbst heranholen muß, kann als Zuströmung zum Propeller von einer Potentialsenke ausgegangen werden, die in nahezu allen praktischen Fällen jedoch durch die Hinterschiffsform und die Lage des Propellers im Gesamtsystem beeinflusst wird. Wie groß diese Strömung ist und welche Auswirkungen sie auf das Abstrahlungsfeld der Schraube hat, ist noch weitgehend unerforscht. Aus diesem Grunde wird als zweites Kriterium der freifahrende Propeller eingeführt, der die Basiswerte für einen späteren Vergleich mit Meßergebnissen beim Gesamtsystem Schiff und Propeller liefern soll.

Als dritte Vereinfachung wird zunächst angenommen, daß sich das Abstrahlungsfeld in einem seitlich und tiefenmäßig unbeschränkten Kontinuum befindet, um auch für diesen Bereich universell gültige Ausgangsdaten zu erhalten und einen Vergleich mit später einzuführenden Beschränkungen zu ermöglichen.

2.1.2 Vorstellung eines neuen Ansatzes

Bei der Verfolgung eines neuen Weges zur theoretischen Beschreibung der hydro-mechanischen Vorgänge im Schraubenstrahl sind zwei Erfahrungen von eminenter Bedeutung, und zwar

1. die ausgezeichnete Übereinstimmung der für den Aufpunkt eines beliebigen freifahrenden Propellers theoretisch ermittelten induzierten Geschwindigkeiten mit zu diesem Ort extrapolierten gemessenen Abstrahlgeschwindigkeiten und
2. die große äußere Ähnlichkeit des Schraubenstrahls mit dem mathematisch gut erfaßten rotationssymmetrischen Tauchstrahl. Letzterer ist als unter Wasser aus einer Düse austretender Freistrahls zu verstehen, dessen Hauptmerkmal gegenüber dem Propellerstrahl die interne Wirbel- und Drallfreiheit ist.

Es liegt daher nahe, als Gedankenmodell für die physikalische Analyse der Vorgänge im Propellerstrahl den bekannten Freistrahls heranzuziehen.

A priori und prinzipiell ist nicht einzusehen, daß die für den Freistrahls geltend gemachten Bedingungen beim Propellerstrahl nicht Anwendung finden sollten, von systemgebundenen Unterschieden natürlich abgesehen. Diese Unterschiede sind in erster Linie die

endliche Zahl von Einzelimpulsen, die allerdings von der Umdrehungs- und Flügelzahl abhängig sind, der von der Belastung des Propellers abhängige, aufgezwungene Drall, die Naben-(Wirbel-)Zone und das Auftreten radialer Geschwindigkeiten. Letzteres deutet auch auf eine raschere Strahlauflösung als beim Freistrahls hin.

Wie beim Freistrahls lassen sich auch hier grundsätzlich zwei Bereiche in Achsrichtung festlegen:

1. eine Kernzone von $x = 0$ bis $x = x_0$ mit konstanter Zentralgeschwindigkeit und
2. eine Diffusionszone $x > x_0$ mit abnehmender Geschwindigkeit in der „Strahlachse“ (Abb. 1).

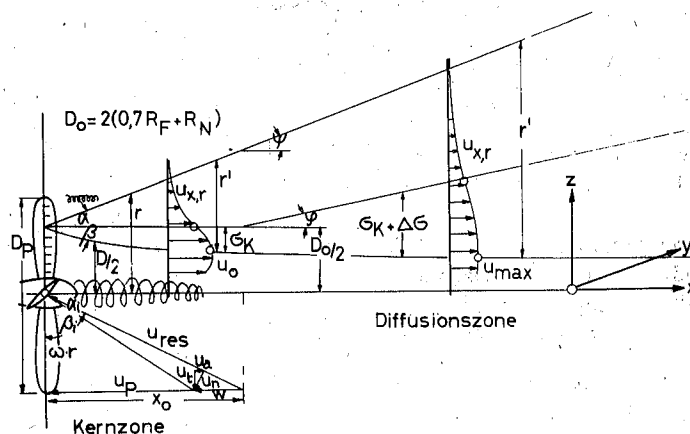


Abb. 1: Schematische Darstellung der Geometrie des Propellerstrahls

In Anlehnung an die Freistrahlsgeometrie lassen sich dann für die Kernzone der Ansatz

$$u_{x,r} = u_0 \cdot \exp - \frac{1}{2} \left(\frac{r - \frac{1}{2} D(x)}{\frac{1}{2} (D_0 - D(x))} \right)^2 \quad (1)$$

und für die Diffusionszone der Ansatz

$$u_{x,r} = u_{\max} \cdot \exp - \frac{1}{2} \left(\frac{r - \frac{1}{2} D(x)}{\sigma_K + \Delta \sigma} \right)^2 \quad (2)$$

definieren.

Im Auftrage der Deutschen Forschungsgemeinschaft wurden daher Versuche mit acht im Kontinuum im Standschub freifahrenden Propellern unterschiedlicher Kenndaten durchgeführt, mit deren Hilfe sich die in den beiden Ansätzen erscheinenden Konstanten ermitteln ließen. Der Ausbreitungswinkel des ungestörten Strahls ergab sich dabei zu

$$\tan \alpha = \frac{r - \frac{1}{2} D_0}{x} ; \alpha = 18,78^\circ , \quad (3)$$

der geometrische Ort der Wendepunkte σ betrug in der Kernzone

$$\sigma_K = \frac{1}{2}(D_O - D) \quad (4)$$

mit

$$D_O = 2(0,67 \cdot R_{\text{Flügel}} - R_{\text{Nabe}}) \quad (5)$$

des Propellers und

$$D = 0,6 \cdot D_O \cdot \left(\frac{x}{D_O}\right)^{-0,3} \quad (6)$$

sowie in der Diffusionszone

$$\sigma_D = \sigma_K + \Delta\sigma \quad (7)$$

$$\frac{\Delta\sigma}{(x - x_O)} = \operatorname{tg} \gamma ; \gamma = 5,53^\circ \quad (8)$$

$$\sigma_D = \frac{1}{2}D_O - 0,6 \cdot D_O \left(\frac{x}{D_O}\right)^{-0,3} + 0,0984(x - x_O).$$

Für die Abnahme der Zentralgeschwindigkeit $u_{\max}$ wurde

$$u_{\max} = 1,5 \cdot u_O \cdot \left(\frac{x}{D_O}\right)^{-0,6} \quad (9)$$

gefunden und für die Kernzonenzlänge

$$x_O = 2 \cdot D_O \quad (10)$$

Die noch verbleibende Konstante u_O muß entweder im Einzelfall meßtechnisch bestimmt oder nach bekannten Ansätzen aus dem Schiffbau berechnet werden. Letzteres kann überschlägig nach

$$u_O = 1,6 \cdot n_p \cdot D_O \sqrt{K_T(\text{prop})} \quad (11)$$

(mit $K_T(\text{prop})$ aus entsprechenden Diagrammen) erfolgen oder genauer nach den Ansätzen von Lerbs und Isay.

Nach Ermittlung der Kenngrößen des Propellerstrahls lassen sich nun die in den Gleichungen (1) und (2) definierten Ansätze für die Geschwindigkeitsverteilung in der Kern- und der Diffusionszone näher spezifizieren und einer bequemen Lösungsmöglichkeit zuführen.

In der Kernzone folgt die Geschwindigkeitsverteilung $u_{x,r}$ dem Gesetz

$$u_{x,r} = u_O \cdot \exp - \frac{1}{2} \left[\frac{r - \left\{ 0,3 \cdot D_O \cdot \left(\frac{x}{D_O}\right)^{-0,3} \right\}}{\frac{1}{2}D_O - \left\{ 0,3 \cdot D_O \cdot \left(\frac{x}{D_O}\right)^{-0,3} \right\}} \right]^2 \quad (12)$$

und in der Diffusionszone dem Ansatz

$$u_{x,r} = 1,5 \cdot u_0 \cdot \left(\frac{x}{D_0}\right)^{-0,6} \cdot \exp - \frac{1}{2} \left[\frac{r - \left\{ 0,3 \cdot D_0 \cdot \left(\frac{x}{D_0}\right)^{-0,3} \right\}}{\frac{1}{2} D_0 + 0,0984 (x - x_0) - \left\{ 0,3 \cdot D_0 \cdot \left(\frac{x}{D_0}\right)^{-0,3} \right\}} \right]^2 \quad (13)$$

Einen Vergleich zwischen Theorie und Experiment bietet Abb. 2.

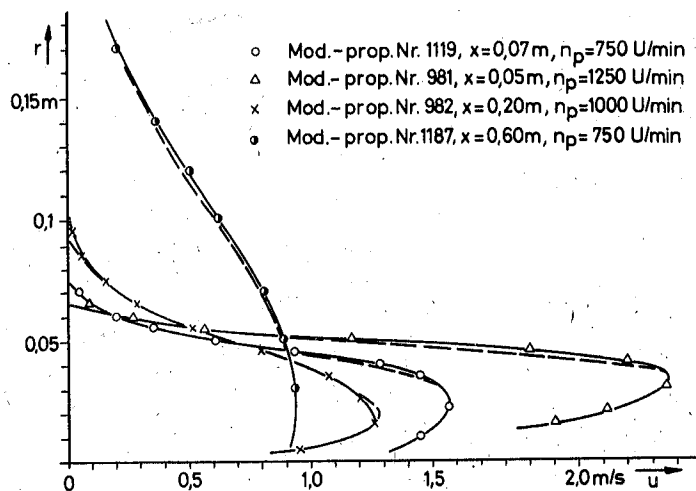


Abb. 2: Vergleich von Theorie und Experiment

2.2 Propellerumströmung in Wechselwirkung zur Verdrängungsströmung des fahrenden Schiffes auf Binnenwasserstraßen

Da die Strömungsvorgänge am fahrenden Schiff im Bereich des Heckes derzeit mathematisch kaum erfaßbar sind, die Wirkungen für den weiteren Ausbau der Binnenwasserstraßen jedoch Berücksichtigung finden sollten, sind in den vergangenen Jahren verschiedenartige experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden. Dabei blieben konstant: die Maße der Binnenwasserstraße: Trapezprofil des Main-Donau-Kanals mit einer Querschnittsfläche von 176 m^2 und die Form des Schiffes: Rundspantausführung gemäß den Typschiffentwürfen des ehemaligen Zentralvereins für Deutsche Binnenschifffahrt.

Es variierten: Schiffsgröße, Tiefgang und Fahrgeschwindigkeit.

Gemessen wurden in Abhängigkeit von der Propellerdrehzahl:

Fahrtgeschwindigkeit,
Wasserströmung neben und unter dem Schiff,
Böschungsströmung.

Die Ergebnisse lassen quantitativ und qualitativ den dreidimensionalen Charakter der Schiffs- und Propellerumströmung erkennen. Bei partieller Betrachtung zeigen sich folgende Eigenarten:

- a) Die Verdrängungsströmung um das Schiff herum ist nicht konstant, sondern beschleunigt mit sogar wechselnden Vorzeichen und Richtungen (Abb. 3).
- b) Während die Kernzone des Propellerstrahls im Gegensatz zum Verhalten bei Stillstand ($V_p = 0$) zur Wasseroberfläche abgelenkt wird, erzeugt die Diffusionszone ein weitgehend koaxiales Wirbelfeld um den Kernstrahl herum.
- c) Bedingt durch das Zusammentreffen der verzögerten Verdrängungsströmung am Heck des Schiffes im Bereich der Kern- und Diffusionszone des Propellerstrahls und der Einwirkung der allseitigen Begrenzung (Sohle und Böschung) bildet sich eine Störfront mitströmenden Wassers aus, die erheblichen Einfluß auf die Bewegung des Sohlen- und Böschungsmaterials nimmt. (Abb. 4 und 5)
- d) An der Wasseroberfläche tritt die aus c) resultierende Heckquerwelle in Erscheinung. Da sie mit Schiffsgeschwindigkeit fortschreitet, wird sie zum Ufer hin mit abnehmender Wassertiefe in den kritischen bzw. überkritischen Zustand versetzt. Daraus resultiert die bekannte, hohe hydromechanische Belastung des Ufers selbst, dessen Standsicherheit in der Regel nur durch besondere Baumaßnahmen erreicht werden kann.
(Abb. 6 mit der Darstellung der Wassergeschwindigkeit im Bereich der Böschung von je 6 vertikal angeordneten Meßdosen innerhalb von 4 Längsschnitten).
- e) Langzeitmessungen der auf Sohle und Böschung wirkenden dynamischen Drücke zeigten nach statistischer Auswertung recht eindeutig, welchen Kräften diese beiden wesentlichen Bauelemente insbesondere einer künstlichen Wasserstraße ausgesetzt sind.
Neu ist dabei, daß die dynamischen Kräfte nicht wie früher angenommen nur ca. 10 bis 15 % der statischen Wechsel (Wasserspiegelabsenkung oder Aufstau) ausmachen, sondern die Größe von 100 % erreichen (Abb. 7).

Die hier dargestellten und weitgehend quantifizierten Vorgänge treten dann alle in Erscheinung, wenn betriebsübliche Fahrtgeschwindigkeiten eingehalten werden. Diese betragen auf bundesdeutschen Wasserstraßen maximal 0,55 bis 0,60 C_h , wobei $C_h = \sqrt{g \cdot h}$ die Stauwellengeschwindigkeit oder Wellenschnelligkeit ist.

Im herkömmlichen Trapezprofil ist $h = A_k/B_w$

(A_k = Kanalquerschnittsfläche, B_w = Wasserspiegelbreite)
bei Berücksichtigung der Wasserspiegelabsenkung auf Mitte des fahrenden Schiffes.

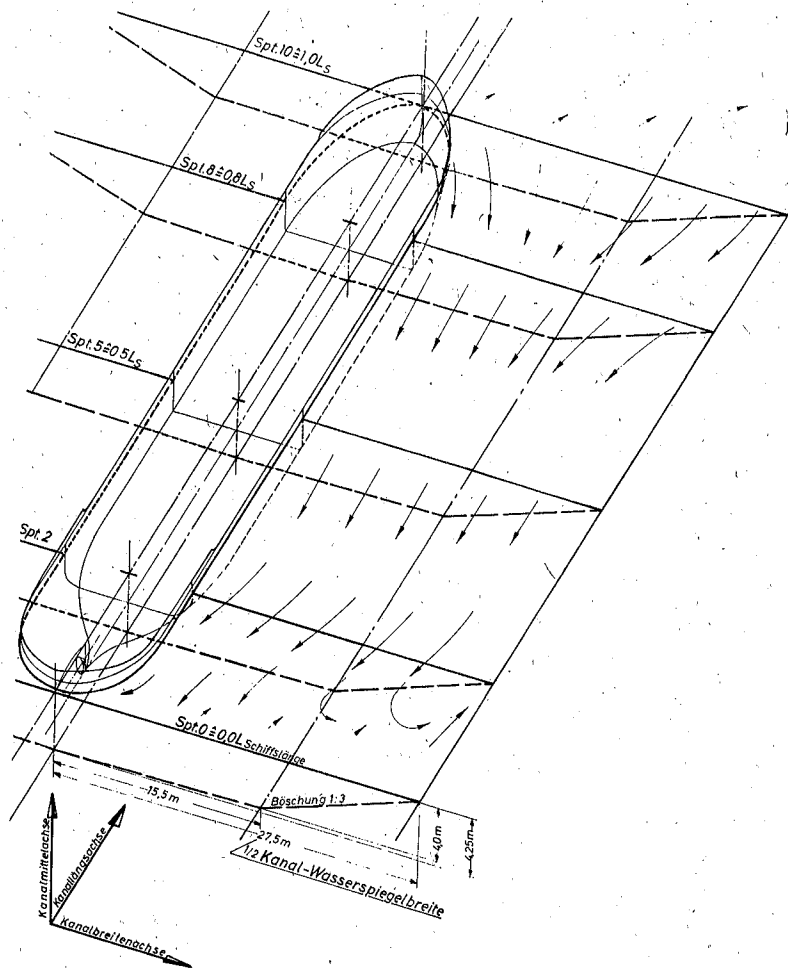


Abb. 3: Qualitative Darstellung der Schiffsumströmung im Trapezkanal in zweidimensionaler Darstellung
(Darstellung nach den Messungen 1967/70/71)

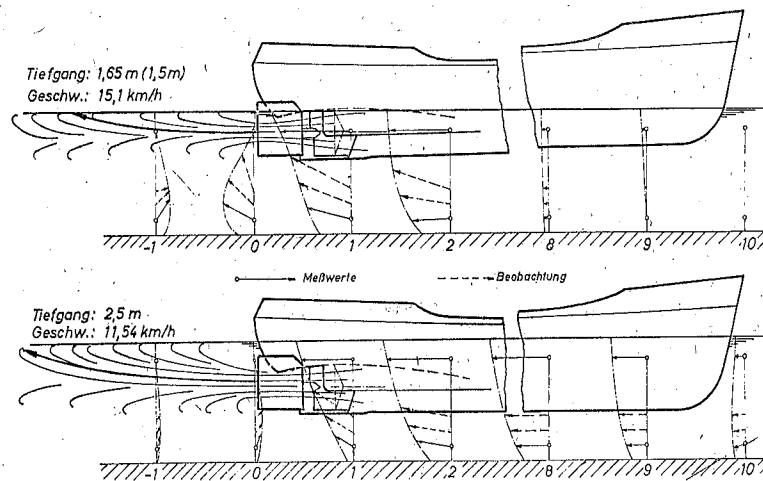


Abb. 4: Betrag und Richtung der Wasserströmung unter und neben dem fahrenden Schiff in Längsschnitt-Darstellung

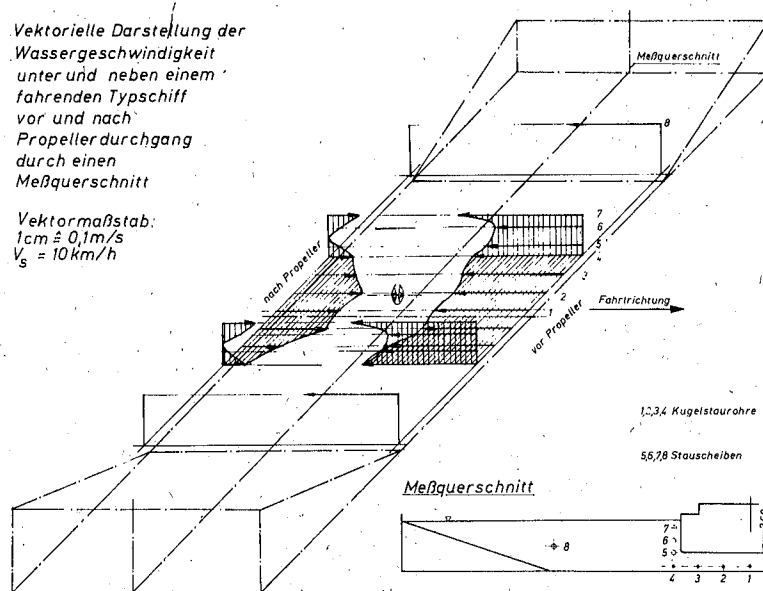


Abb. 5: Vektorielle Darstellung der Wassergeschwindigkeit unter und neben einem fahrenden Typschiff vor und nach Propellerdurchgang durch einen Meßquerschnitt

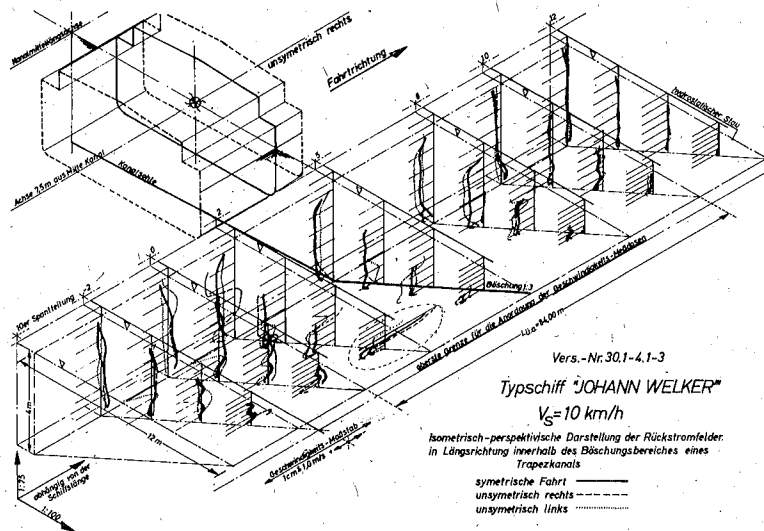


Abb. 6: Isometrisch-perspektivische Darstellung der Rückstromfelder in Längsrichtung innerhalb des Böschungsbereiches eines Trapezkanals

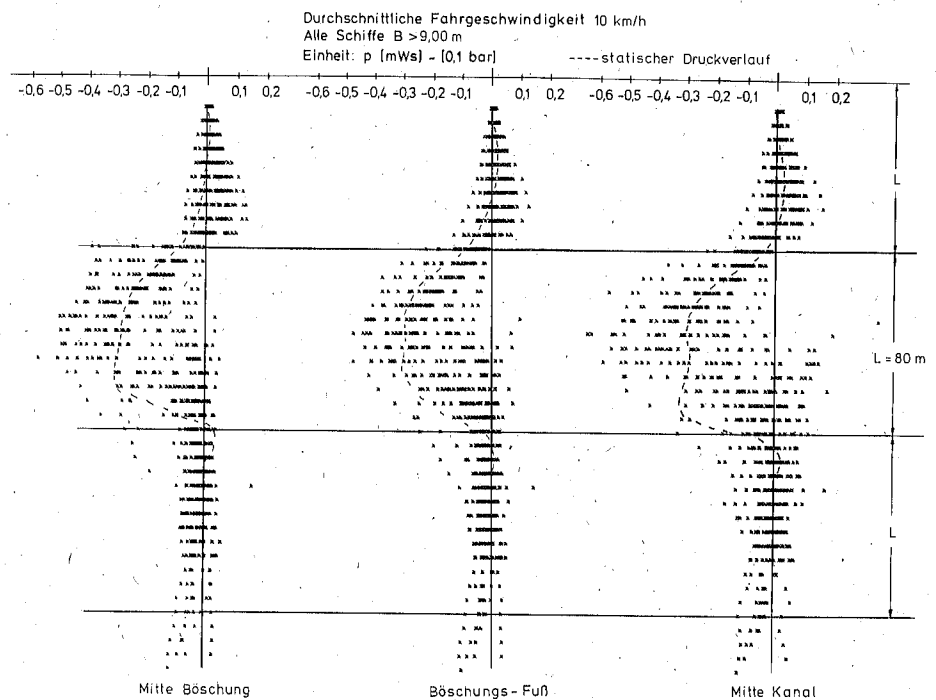


Abb. 7: Darstellung der dynamischen Höchstdrücke auf das Trapezprofil des Main-Donau-Kanals bei Schiffsdurchfahrt

Sind die Fahrgeschwindigkeiten kleiner als $0,55 - 0,60 C_h = 100 \%$, nehmen die Kräfte und Wassergeschwindigkeiten mit dem Quadrat der effektiven Fahrgeschwindigkeit ab.

Diese für die Fahrpraxis wichtigen Einflüsse sind bekannt und werden hier nicht weiter dargestellt.

3. Neue Mittel zum Schutz der Ufer und der Sohle

3.1 Uferschutz

Seitdem der technische Fortschritt es erlaubt und die Verkehrsbedürfnisse es verlangen, das Gewässerbett gegen alle äußeren Einwirkungen in möglichst gleichbleibendem Zustand zu erhalten, werden zum Schutz der Ufer und bisweilen auch der Gewässer- sohle vielfältige Bauverfahren und Bauelemente eingesetzt, die möglichst allen angreifenden Kräften so widerstehen, daß der Aufwand zu ihrer Unterhaltung auf ein Minimum reduziert werden kann. Die Zielsetzung eines dauerhaften Uferschutzes, welcher so beständig ist, daß zum einen die Sicherheit des Verkehrs auf der Wasserstraße nicht durch Böschungsschäden beeinträchtigt wird und daß zum anderen die Sicherheit des Gewässerbettes nicht durch Uferschäden gemindert wird, hat zur Entwicklung unterschiedlicher Deckwerkssysteme geführt.

Die Frage nach der geeigneten Lösung stellt sich in schiffbaren Gewässern besonders bei begrenzten Fahrwasserverhältnissen, wenn die vom Schiff ausgehenden Einflüsse zu hohen Beanspruchungen führen. Diese treten besonders in Großschiffahrtsstraßen mit wachsender Verkehrsdichte, großen Schiffsgefaßen, langen und breiten starren Verbänden erhöhter Antriebsleistung und zunehmender Fahrgeschwindigkeit deutlich hervor. Diese Anforderungen haben die Entwicklung vom losen, aus Natursteinen geschütteten oder gesetzten Deckwerk zum gebundenen Deckwerk aus natürlichen oder künstlichen Stoffen gefördert. Es ist aber auch heute nicht möglich, ein für alle Verhältnisse gleichermaßen technisch geeignetes und zugleich wirtschaftlich günstiges Deckwerk anzugeben, weil die Voraussetzungen aus den äußeren Gegebenheiten des Gewässerbettes, den Neu- und Ausbausituationen sowie den aufzunehmenden Lasten aus den hydraulischen Erscheinungen und Einwirkungen des Schiffsverkehrs zu unterschiedlich sind. Grundlegende Unterschiede bestehen hier zwischen den Voraussetzungen im natürlichen und im künstlich hergestellten Gewässerbett.

Eine Untersuchung über den Ausbauzustand der Wasserstraßen in der Bundesrepublik Deutschland mit einer Netzlänge von rd. 4 300 km und 10 500 km Uferlängen zeigt, daß auch heute noch das lose geschüttete Deckwerk bei rd. 68 % aller Ufer verwendet wird. Bei rd. 75 % natürlichen Wasserstraßen haben etwa 80 % Flußufer lose Schüttsteindeckwerke, während der Anteil dieser Deckwerksart bei den Kanälen nach und nach auf rd. 32 % zurückgegangen ist. Asphaltgebundene Deckwerke finden sich in Flußabschnitten kaum und machen nur 4 % der gesamten Uferlänge aus, während bei

künstlichen Wasserstraßen bereits 25 % der Ufer mit bituminösen Stoffen geschützt sind. Bisweilen kommen auch senkrechte Ufereinfassungen vor allem in Häfen, aber auch in der freien Strecke – wie bei der Erweiterung des Mittellandkanals, Uferaufhöhungen in Bergsenkungsgebieten oder in Teilstrecken des Main-Donau-Kanals – vor, die 28 % der Kanalufer umfassen, während bei Flüssen nur 1 % lotrechte Einfassungen ausgeführt sind. Die Gründe für die Unterschiede liegen auf der Hand:

In der natürlichen Wasserstraße ist das n-Verhältnis von durchströmtem Fahrwasserquerschnitt zum eingetauchten Schiffsquerschnitt oft sehr viel größer als im enger bemessenen Kanalquerschnitt, wodurch die Schiffseinflüsse entsprechend geringer sind und häufig hinter anderen Beanspruchungen aus den Strömungen des Gewässers zurücktreten. Im übrigen variieren im natürlichen Gewässer mit den Wasserspiegelschwankungen die Lastangriffshöhen meist beachtlich, so daß die vorherrschende Beanspruchung im Wasserwechselbereich nicht wie im Kanal immer die gleiche Stelle trifft. Besondere Unterschiede bestehen natürlich auch gegenüber Wasserstraßenneubauten, bei denen die Möglichkeit zum Bau im Trockenen zu Sonderverfahren im maschinellen Baubetrieb geführt hat. Dennoch bestehen verständliche Tendenzen, die Verfahren und Bauweisen für alle Wasserstraßenverhältnisse aneinander anzugleichen und gleichartige Konstruktionsprinzipien zu finden.

Für die Sicherheit und Dauerhaftigkeit eines Deckwerks sind 4 Anforderungen von wesentlicher Bedeutung:

1. Die Standsicherheit des tragenden Erdkörpers,
2. die Erosionssicherheit der Böschung gegen innere Strömungskräfte, besonders infolge Druckunterschieden zwischen Grund- und Oberflächenwasser,
3. die örtliche Lagesicherheit der Einzelelemente des Deckwerks und
4. die Sicherheit des Deckwerks gegen Abrutschen auf geneigter Fläche.

Die Standsicherheit der Böschung wird durch die üblichen erdstatischen Verfahren nachgewiesen. Die Deckwerkslasten gehen in die Ermittlungen ein, ohne allerdings in der Regel die Wahl der Konstruktion entscheidend zu beeinflussen.

Die Erosionssicherheit wird wesentlich von der Bodenart und der Kornzusammensetzung des tragenden Erdkörpers bestimmt. Für den Aufbau stabiler Filter gelten die bodenmechanischen Filtergesetze. Dabei ist die Filterstabilität und Erosionssicherheit zwischen Boden und Filter, ebenso aber zwischen Filter und Decklage erforderlich.

Für die Lagesicherheit der Decksteine liefert die sogenannte „Hudson“-Formel geeignete Anhaltswerte. Sie läßt sich auf die Steingröße im Schüttsteindeckwerk anwenden in der Form

$$D = \frac{H}{(\rho_m - 1)} \operatorname{tg} \beta$$

worin H = kennzeichnende Wellenhöhe (Schiffswellen),
 ρ_m = Trockenrohdichte der Schüttsteine und
 β = Böschungswinkel.

Die Formel liefert natürlich nur für das gestützte Deckwerk zutreffende Werte. Sobald z.B. am Böschungsfuß oder am unteren Deckwerksende Auskolkungen entstehen, trifft

der eingeführte Böschungswinkel und damit der Ansatz für die Steingrößenermittlung nicht mehr zu. Das führt zur Forderung nach ausreichender Fußstützung.

Mit der Steingröße korrespondiert eine bestimmte Schichtdicke der Schüttung. In der Bundesrepublik sind in technischen Lieferbedingungen verschiedene Größenklassen für Wasserbausteine festgelegt.

Die Beziehungen ergeben sich aus folgender Tabelle:

Größenklasse	Steindurchmesser D cm	Schüttdicke cm	Hohlraumgehalt dm^3/m^2
I	10 – 15	25	110
II	15 – 25	40	170
III	15 – 45	75	320
IV	20 – 60	100	430
V	35 – 100	165	710

Für lose Deckwerke aus Natursteinen ist die Klasse II häufig verwendet worden.

Mit der Entwicklung dauerhaft wirksamer Steinverklammerungen, die auch unter Wasser eingebracht werden können, wurde die Möglichkeit eröffnet, höhere Beanspruchungen aufzunehmen oder, bei gleichbleibender Anforderung, Steingröße und damit Schichtdicke zu verkleinern. Außerdem kann der Verguß bei guter Hohlraumfüllung die Erosionssicherheit zwischen Filter und Deckschicht entscheidend verbessern (Bild 8).

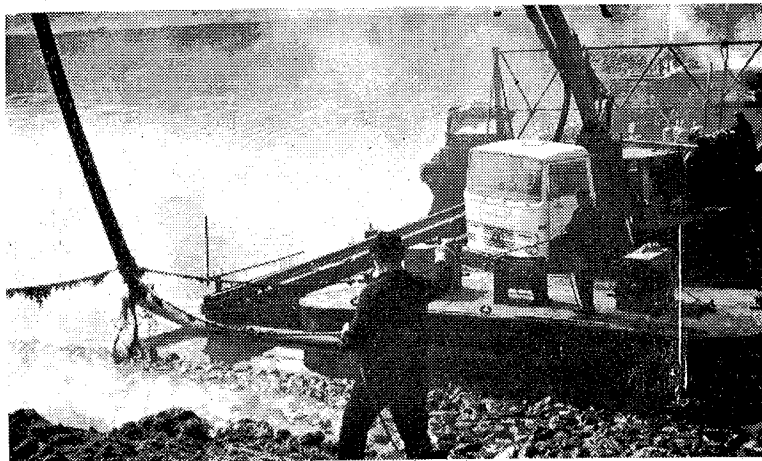


Bild 8: Gebundenes Deckwerk
Schüttsteine vergossen mit Asphaltmastix

Nach heutigem Entwicklungsstand stehen als Verklammerungsmöglichkeiten zur Verfügung:

1. Verguß mit Asphaltmastix,
2. Vollverguß mit wasserdurchlässiger bituminös gebundener Vergußmasse,
3. Teilverguß mit kolloidal zementgebundenem Mörtel,
4. Teilverguß mit erosionsfestem zementgebundenem Mörtel und
5. Vollverguß mit wasserdurchlässigem zementgebundenem Mörtel.

Für den Nachweis der Eignung hinsichtlich der Verklammerungswirkung und Flexibilität unter Veränderung der Lagerungsbedingungen sowie der notwendigen Wasserdurchlässigkeit stehen in der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe Großversuchseinrichtungen zur Verfügung. So ist hier die Anpassungsfähigkeit an Untergrunddeformationen mit Hilfe veränderbarer Flüssigkeitskissenaufleger untersucht worden, die für bituminöse Stoffe die weitergehende Flexibilität ergeben hat. Maßgebend ist besonders die bleibende Verbundfestigkeit, die auch für zementgebundenen Verguß bei geeigneter Zusammensetzung in einer Art Gelenkpfannenwirkung nach Überschreiten der Verformbarkeit erhalten bleibt (Abb. 9).

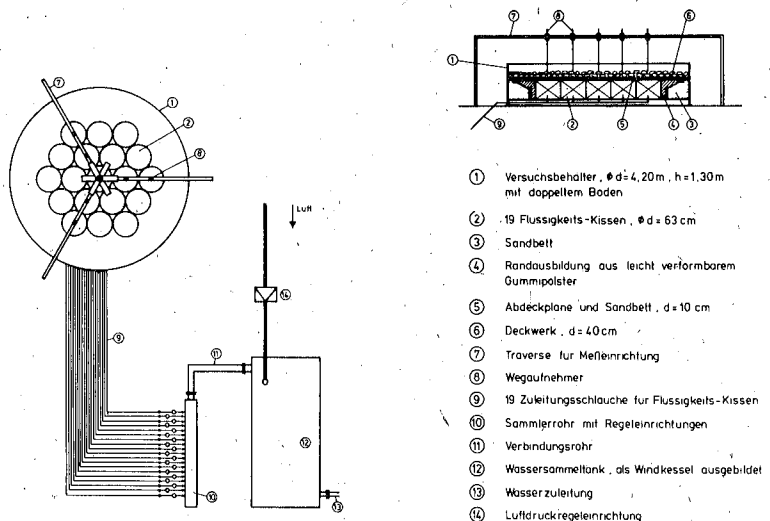


Abb. 9: Versuchseinrichtung zur Prüfung der Flexibilität in der BAW

Als Fußstützung hat sich gegenüber anderen Lösungen – wie Fußkeilausbildung oder Fußpfahlreihe – besonders der befestigte Fußstreifen als geeignete Lösung erwiesen. Mit wachsender Beanspruchung der Sohle steigt auch die Gefahr der Beschädigung und damit des Unwirksamwerdens der tragenden Fußstützung. Dies hat zur Entwicklung von zusammenhängenden Großflächendeckwerken geführt. Sie werden – wenn ein dichter Abschluß notwendig oder unschädlich ist – als vollständig durchgehende Kanalauskleidungen oder in durchlässiger Form als Mastixdecken angewendet. Geeignete Deckenfertiger stehen für den Trockeneinbau sowie neuerdings für den Unterwassereinbau zur Verfügung (Bild 10).

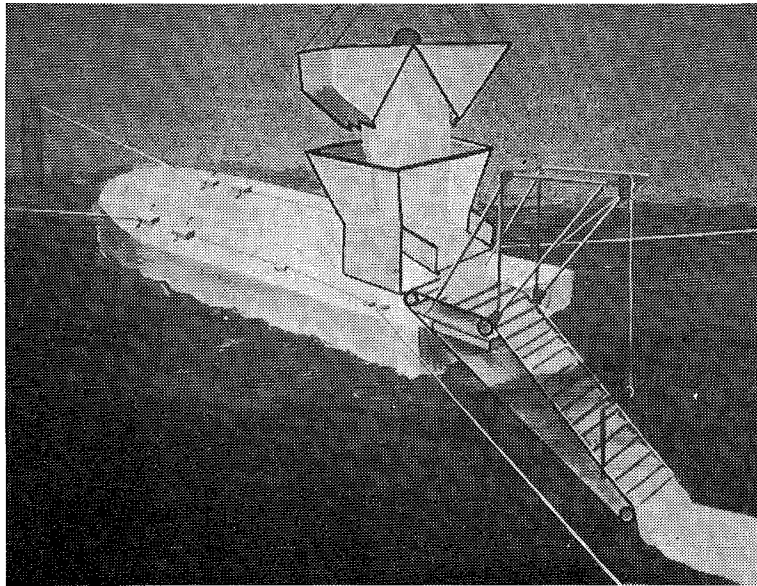


Bild 10: Dichtungseinbau unter Wasser

Daneben sind Mattenbeläge — besonders als vorgefertigte Elemente — für den Unterwassereinbau entwickelt. Bei größeren Böschungsneigungen kann die Standfestigkeit aber nicht mehr durch Fußstützung, sondern nur noch durch obere Verankerung erreicht werden, was eine zugfeste Ausbildung der Mattenkonstruktion voraussetzt. Solche Lösungen sind Betonformsteindecken ebenso wie bituminöse Decken mit zugfesten korrosionsbeständigen Einlagen. Die Lösung bietet sich besonders an, wenn wegen zunehmender Sohlenbeanspruchung — besonders mit abnehmender Bodenfreiheit tiefgehender Schiffe — die Fußstützung nicht mehr sichergestellt werden kann. Sie kann auch bei hohen Böschungen wie z.B. am Nord-Ostsee-Kanal mit 33 m Falllinienlänge besonders wirtschaftlich sein. Voraussetzung ist allerdings, daß unter den jeweiligen Bodenverhältnissen und angreifenden Lasten sich unter dem hängenden Deckwerk und seiner Verankerung keine Gleitflächen ausbilden können, die nicht ausreichende Sicherheiten des Böschungskörpers ergeben.

Besondere Aufmerksamkeit verlangt — auch in Verbindung mit der Deckwerksstand-sicherheit — der Einbau stabiler Filter und deren dauernde Erhaltung. Die darin liegenden Schwierigkeiten haben die Entwicklung von Kunststoffiltern gefördert, die als Vliesmassen die Lebensdauer des Deckwerks erheblich verbessern. Für die Eignung solcher Vliese stehen heute geeignete Prüfverfahren zur Verfügung, wobei besonders günstige Eigenschaften bei wechselseitiger Durchströmung — wie sie im Wasserwechselbereich des Uferdeckwerks die Regel ist — nachgewiesen wurden.

Neben diesen Entwicklungen wird in jüngster Zeit die Frage verfolgt, inwieweit durch eine möglichst einfache Ausführung mit lose geschüttetem Deckwerk (ggf. unter Verwendung auch geringerer Materialqualität) bei freilich verstärktem Unterhaltungsaufwand u.U. wirtschaftliche Vorteile erzielbar sind. Das Verfahren hat zur Voraussetzung, daß

unzulässige Veränderungen im Deckwerk rasch und kostengünstig beseitigt werden. Hierzu befindet sich z.B. ein Gerät im Einsatz, welches ohne Zugang von Land die auf dem Wasser antransportierten Steine an jeder beliebigen Uferstelle einbauen kann (Bild 11).

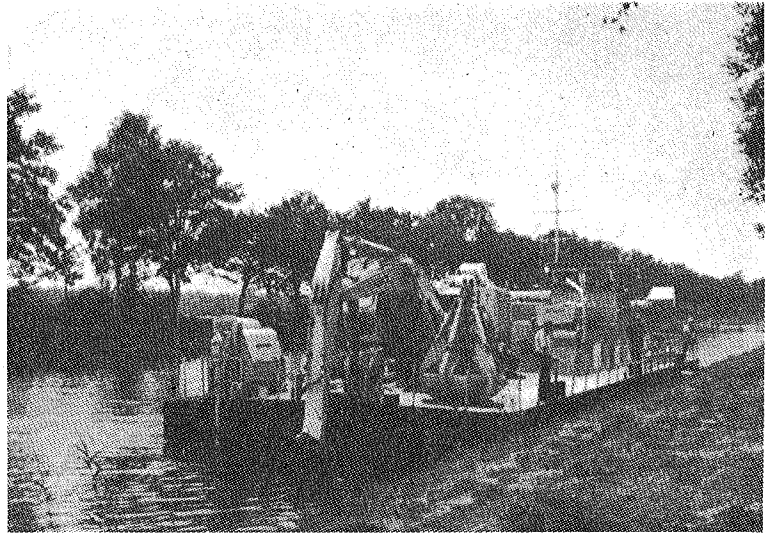


Bild 11: Schwimmgerät für Unterhaltung loser Schüttsteindeckwerke

Natürlich muß der Vergleich zwischen Deckwerksarten unterschiedlicher Widerstandsfähigkeit neben den Baukosten auch die laufenden Unterhaltungsaufwendungen und ggf. den Restwert nach bestimmter Lebensdauer einschließen. Geht man davon aus, daß die Deckwerke am Ende ihrer Lebensdauer — durch entsprechende Unterhaltungsaufwendungen — etwa den gleichen Restwert oder den Restwert Null besitzen, so ist ein in der Herstellung aufwendigeres Deckwerk dann wirtschaftlich günstiger, wenn die Kostendifferenz zur billigeren Lösung kleiner ist als der Differenzbetrag der entsprechenden Unterhaltungskosten. Man wendet dazu die sogenannte Diskontierungsmethode an, bei der alle Kosten auf einen Bezugszeitpunkt transformiert werden. Für die Diskontierung der laufenden Kosten läßt sich die Rentenablösungsformel verwenden. Danach ergibt sich die teurere Lösung (1) als wirtschaftlicher, wenn

$$K_1 - K_2 < (U_2 - U_1) \frac{1}{q^n} \frac{q^n - 1}{q - 1} \quad \text{ist.}$$

K_1 = Investitionskosten der teureren Lösung,
 K_2 = Investitionskosten der billigeren Lösung,
 U_1, U_2 = entsprechende Unterhaltungskosten pro Jahr,

$$q = 1 + \frac{p}{100} = \text{Zinsfaktor}$$

p = Zinsfuß in %,

n = Lebensdauer in Jahren.

Ist die Bedingung nicht erfüllt, wird die billigere Lösung (2) wirtschaftlicher sein. Eine solche Überlegung trifft natürlich nur zu, wenn die zu erwartenden laufenden Aufwen-

dungen bekannt sind. Wenn Anforderungen durch stärkere Beanspruchungen aus Schiffsverkehr wachsen, müssen die Folgen für den Unterhaltungsaufwand entsprechend berücksichtigt werden, was zur Verschiebung des Ergebnisses in Richtung auf ein aufwendigeres Deckwerk führen wird. U. U. wird aber das Anwachsen der Anforderungen zumindest teilweise auch durch Maßnahmen auf der Schifffahrtsseite (günstige Schiffsform, Antriebsgestaltung) aufgefangen.

Obgleich sich bei den vielen Randbedingungen keine allgemein gültige Standardlösung finden läßt, wird die Wirtschaftlichkeit im Wasserbau durch weitgehende Standardisierung begünstigt. Aus diesem Grunde sind für die Uferdeckwerke Standardleistungsbeschreibungen aufgestellt, die alle praktisch in Betracht kommenden bewährten Lösungsmöglichkeiten für lose geschüttete oder gebundene Deckschichten, für Filterkonstruktionen aus natürlichen oder künstlichen Stoffen, für durchlässige oder dichte Deckwerke in jeder geeigneten Kombination zulassen.

Sicherungen der Gewässersohle sind bisher nur üblich, soweit sie zur Erhaltung des Abflußquerschnitts oder zur Fußsicherung der Deckwerke nötig sind, im übrigen nur soweit Dichtungen im Sohlenbereich geschützt werden müssen. Hier ist die Vollauskleidung besonders bei Fertigungsmöglichkeit im Trockenen die häufig geeignete Lösung.

In natürlichen Gewässern kann nach neuesten Erkenntnissen die Erhaltung der Sohle auch durch künstliche Aufrechterhaltung — bzw. Wiederherstellung eines gestörten — Geschiebehaushalts erreicht werden, worüber nachfolgend berichtet wird.

3.2 Die Geschiebezugabe als Mittel zur Verhütung der Sohlenerosion des Oberrheins

3.2.1 Das Prinzip der Geschiebezugabe

Zwischen dem als Absetzbecken wirkenden Bodensee und Iffezheim (bei Baden-Baden) ist der Oberrhein annähernd lückenlos kanalisiert, wobei die Ausbauarbeiten unterhalb von Basel in Fließrichtung fortschritten (Abb. 12).

An der Wiedereinmündungsstelle der jeweils untersten Staustufe in das Rheinbett setzt nach ihrer Inbetriebnahme der Abtransport des alluvialen Sohlenmaterials bei geschiebeführenden Abflüssen ein. Da aus der oberhalb liegenden, bereits kanalisierten Strecke kein Geschiebe nachtransportiert wird, vertieft sich die Sohle nach und nach und mit ihr sinkt der Wasserspiegel ab. Um Folgeschäden zu vermeiden und um das Einfahren der Schiffe in die untersten Schleusen zu gewährleisten, müssen Gegenmaßnahmen gegen die Sohlenerosion ergriffen werden. Sie bestanden bisher darin, daß etwa alle vier Jahre eine weitere Staustufe gebaut wurde.

Der Beitrag der Bundesrepublik Deutschland zum XXII. Internationalen Schifffahrtskongreß Paris 1969 zum Thema I/5 enthält eine mathematisch formulierte Theorie der Erosionsbildung talwärts der in Strömungsrichtung letzten Staustufe eines teilkanalisierten Flusses mit alluvialer Sohle.

Die entscheidende Frage, ob sich eine alluviale Flußsohle bei Geschiebeführung im Laufe der Zeit aufhöht oder eintieft oder ob sie ihre Höhe beibehält, hängt demnach

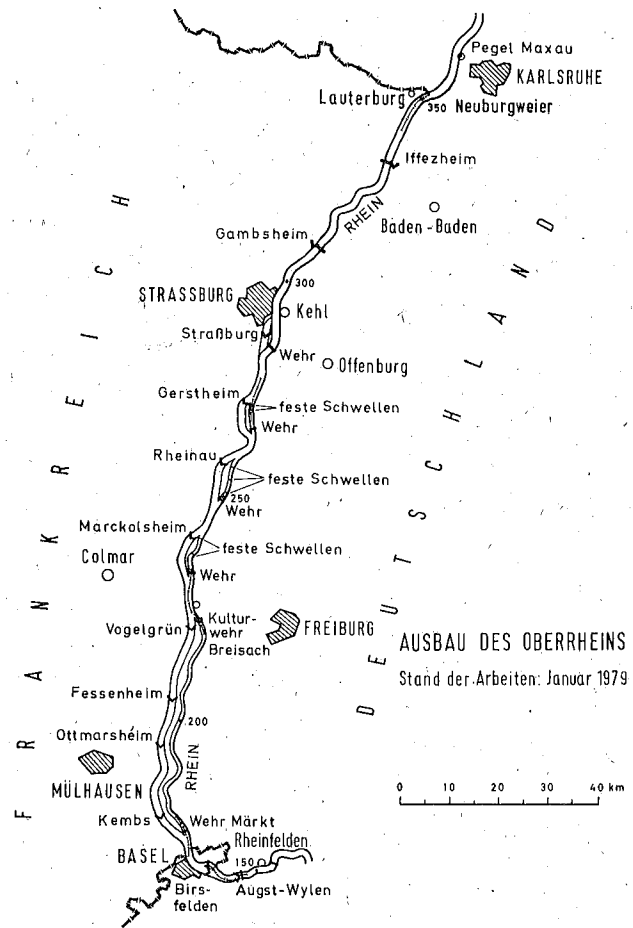


Abb. 12: Lageskizze des Rheins zwischen Basel und Karlsruhe

nicht von der Größe des Geschiebetretriebs ab. Auch bei sehr starkem Geschiebetrrieb bleibt die Sohlenhöhe dann stabil, wenn in einem betrachteten Stromabschnitt dessen Geometrie derjenigen der beiderseits anschließenden Stromstrecken entspricht, je Zeiteinheit die gleiche Masse eintreibt, die ihn durchwandert und nach unterstrom hin wieder verläßt. Allein das Ergebnis dieser Bilanz zwischen Nachschub und Abgang der Sohlenmassen ist für die mittleren Höhenveränderungen der Sohle ausschlaggebend.

Treibt in einem Zeitintervall von oberstrom her mehr Geschiebe in eine Teilstrecke ein, als auf Grund der vorstehend genannten Gegebenheiten in ihr und an ihrem unteren Ende auf Grund der hier vorhandenen Schleppspannung weitertransportiert werden kann, dann muß sich die Differenz in dieser Teilstrecke ablagern. Treibt umgekehrt von oben zu wenig Geschiebe ein, dann wird die Differenz dieser Teilstrecke entnommen werden und ihre Sohle sich somit eintiefen.

Das letztere ist regelmäßig unterhalb der jeweils letzten Staustufe des Oberrheins der Fall, da hier aus der oberhalb liegenden, bereits kanalisierten Strecke kein Geschiebe nachtransportiert wird. Als Folge der Sohleneintiefung sinkt auch der Wasserspiegel ab. Die dabei entstehende Gefällsverkleinerung hat eine Verminderung der Sohlenschleppspannung zur Folge, so daß aus dem obersten Abschnitt immer weniger abtransportiert wird, wodurch sich im Unterstrom anschließenden Abschnitt ein Geschiebedefizit zwischen Zu- und Abgang ergibt. Die Erosion unterhalb der letzten Staustufe schreitet also in Strömungsrichtung fort, wobei sich ein immer tiefer und länger werdender Erosionskeil ausbildet. Das Ergebnis der theoretischen Überlegungen wird durch die Naturbeobachtungen an den Rheinstaufstufen bestätigt. Als Beispiel hierfür zeigt Abb. 13 die zeitliche Entwicklung der Erosion und des Niedrigwasserspiegels unterhalb der im März 1970 in Betrieb gegangenen Staustufe Straßburg. Die in der Abbildung erfaßte Stromstrecke wurde anschließend durch die im März 1974 in Betrieb gegangene Staustufe Gamsbheim überstaut. (Abb. 13)

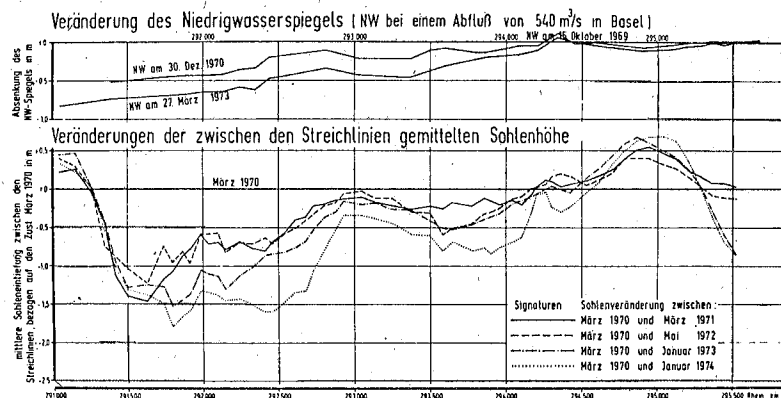


Abb. 13: Veränderungen des Wasserspiegels und der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhe im Unterwasser der Staustufe Straßburg

Die Oberrheinische Tiefebene ist ein geologischer Grabenbruch, in den am Ende einer jeden der vier diluvialen Eiszeiten die Schmelzwässer des zurückgehenden Eises große Geröllmassen abgelagert haben. Später diente die stellenweise bis zu 40 km breite und mehr als 300 m tiefe Diluvialschicht als Geschiebedepot, aus dem heraus sich der Rhein mit der seiner Schleppkraft entsprechenden Geschiebemasse sättigte und sie abtransportierte.

Hinsichtlich der Verteilung der mittleren Durchmesser des Sohlenkorns besteht dahingehend eine Gesetzmäßigkeit, daß die Korngrößen im Rheinabschnitt zwischen Straßburg und Oppenheim in Strömungsrichtung kontinuierlich abnehmen. Aus der Ent-

stehungsgeschichte des Oberrheintals kann geschlossen werden, daß im allgemeinen ähnliche Sand-Kies-Gemische wie unter der Rheinsohle auch seitlich davon in der Talniederung anstehen. Probebohrungen im Rheinvorland sowie der Betrieb der Kieswerke bestätigen dies mit der Einschränkung, daß der Untergrund der Talaue etwas feineres Korn mit einem größeren Sandanteil aufweist als das benachbarte Rheinbett.

In einer Ideenstudie der Bundesanstalt für Wasserbau wird aus den dargelegten Zusammenhängen der Schluß gezogen, daß das weitere Fortschreiten der Erosion dadurch vermieden werden kann und daß man eine bereits eingetretene Sohleneintiefung dadurch wieder rückgängig machen kann, daß man dem Strom die abgängige Kies- und Sandmasse in der gleichen Qualität am Ort der Entstehung der Erosion wieder ersetzt. Das benötigte Kiesgemisch kann z.B. aus dem nahen Vorland, wo ähnliche Körnungen zu erwarten sind, gewonnen werden.

Das zuzugebende Geschiebe (Kiesgemisch) kann jeweils unabhängig von der Wasserführung so lange kontinuierlich am oberen Ende des Erosionskeils eingebaut werden, bis die alte Sohlenhöhe hier annähernd wieder erreicht ist. In Abhängigkeit von der Wasserführung wird die Strömung von dem auf der Rheinsohle abgelagerten Material laufend einen solchen Anteil abtransportieren, wie er auch vor dem Ausbau hier von ihr fortbewegt wurde. Damit aber wird die Geschiebebilanz wieder ausgeglichen. Dies läßt sich durch eine Weiterführung der Kanalisierung nicht erreichen, weil hierbei das Geschiebedefizit nicht behoben wird, so daß die Erosion unterhalb der jeweils letzten Staustufe zwangsweise neu einsetzen muß.

Wenn mit Hilfe der kontinuierlich weiter durchzuführenden Geschiebezugabe die Stromsohle auf ihrer Ausgangshöhe gehalten wird, dann hat dies auch die Beibehaltung der ursprünglichen Wasserspiegellagen zur Folge.

3.2.2 Naturversuche mit der Geschiebezugabe

Im Jahre 1974 erteilte das Bundesministerium für Verkehr den Auftrag zur Vorbereitung eines Naturversuchs mit Geschiebezugabe unterhalb der damals in Fließrichtung letzten Staustufe Gamsheim, um Aufschlüsse über die Realisierbarkeit der hier dargestellten Lösung zu gewinnen. Mit diesem Naturversuch, der sich über fünf Monate erstreckte, wurde im Juni 1975 begonnen. Als Ergebnis von Vorversuchen zur Ermittlung des anzuwendenden Einbauverfahrens entschloß man sich, den Kies aus talwärts fahrenden Klappschuten mit rd. 170 m^3 Laderaum zu verklappen, wobei es gelingt, auf der Stromsohle flächenhafte Aufhöhungen von – je nach Fahrgeschwindigkeit und Öffnungsweite der Klappen – jeweils 40 bis 220 m Länge, 7 bis 15 m Breite und 0,10 bis 0,60 m Schichthöhe herzustellen. Insgesamt wurden bis Oktober 1975 in einem etwa 500 m langen Abschnitt am oberen Ende der Erosionsstrecke $92\,000 \text{ m}^3$ Kies auf die erodierte Rheinsohle gebracht, wovon von der Strömung bei durchwegs über Mittelwasser liegenden Abflüssen mehr als $2/3$ abtransportiert wurden.

Über diesen bei Freistett im Unterwasser der Staustufe Gamsheim im Jahre 1975 durchgeführten Naturversuch liegen zwei Veröffentlichungen vor, die über weitere Einzelheiten Aufschluß geben. Mit der dabei angewendeten Methode des Verklappens des Kiesel aus talwärts fahrenden Klappschuten konnte das Material hinreichend genau ein-

gebaut werden, ohne die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu beeinträchtigen. Das Verhalten des Zugabematerials bei größeren Abflüssen konnte dabei nicht erprobt werden. Auch Erkenntnisse über die Anhebung des Niedrigwassers am unteren Schleusendrempel konnte wegen des fortgeschrittenen Baus der anschließenden Staustufe Iffezheim nicht gewonnen werden. Der Versuchsverlauf und seine Ergebnisse gaben jedoch keinen Anlaß, die praktische Durchführbarkeit der Geschiebezugabe für ähnliche örtliche Verhältnisse in Frage zu stellen. Zur endgültigen Beantwortung der noch ungeklärten Fragen wurde ein weiterer Naturversuch unterhalb der Staustufe Iffezheim im April 1978 begonnen. Über seine Durchführung und die erzielten Ergebnisse wird nachstehend nach dem Stande vom Dezember 1979 berichtet.

Die Staustufe Iffezheim ist derzeit die in Strömungsrichtung gesehen letzte der Staustufen des Oberrheins. Ihre Wehrachse liegt bei Rhein-km 334,000 (Abb. 14). Die Staustufe besteht im wesentlichen aus einem das ursprüngliche Strombett traversierenden Querdamm, dem daran auf der linken (westlichen) Seite anschließenden Wehr, einem Kraftwerk und zwei Schleusen auf der rechten (östlichen) Rheinseite sowie den Seitendämmen längs der Stauhaltung mit landseitigen Sickergräben.

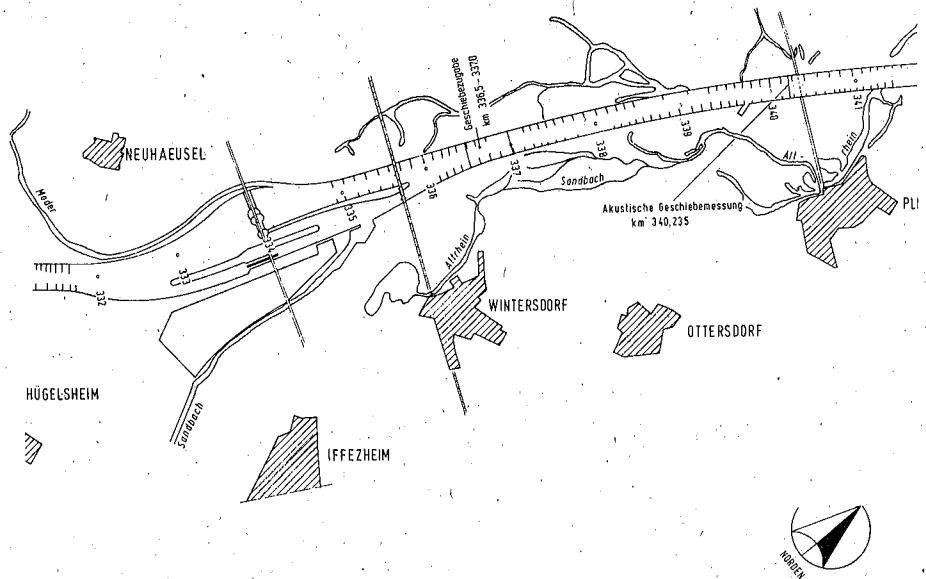


Abb. 14: Lageskizze des Rheins bei der Staustufe Iffezheim

Die heutigen Uferlinien des Oberrheins im hier betrachteten Abschnitt wurden im vorigen Jahrhundert im Zuge der Rheinkorrektion festgelegt. Zur Herstellung durchgehend ausreichender Schifffahrtstiefen wurde in den Jahren 1907 bis 1919 eine Niedrigwasserregulierung mittels Buhnen durchgeführt. Die Längen der von beiden Ufern ausgehenden Buhnen wechseln in der Weise, daß sich die Niedrigwasserrinne von einem Ufer zum anderen schlängelt, wobei ihre Achse die Form von Lemniskatenabschnitten aufweist.

Mit der auch beim ersten Naturversuch angewendeten Methode des Kieseinbaus aus fahrenden Klappschuten (Bild 15) wurden im Unterwasser der Staustufe Iffezheim zwischen Rhein-km 336,200 und 337,000 (zeitweise auch 337,500) im Jahre 1978 von April bis Juni rd. 62 000 m³, in der Zeit von August bis September rd. 88 000 m³ sowie im Oktober und bis 9. November weitere rd. 8 000 m³, insgesamt also 158 000 m³ Kies der Stromsohle zugeführt. Die Zugabemenge im Jahre 1979 betrug rd. 166 000 m³.

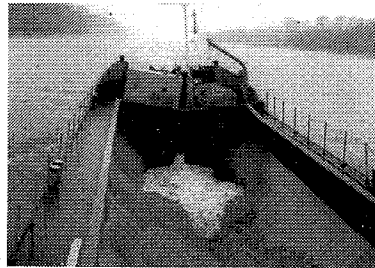


Bild 15: Blick in eine Klappschute kurz vor Abschluß des Verklappens

Durch Peilungen von zwei Meßschiffen aus wird das eingebaute Material unverzüglich nach Lage und Höhe überwacht, ferner werden in der anschließenden Strecke bis Rhein-km 339,700 je nach Situation täglich oder in Abständen von wenigen Tagen maßstäbliche Querprofile aufgenommen und in etwa vierteljährigen Abständen in der Strecke zwischen Rhein-km 334,190 und 352,000 insgesamt jeweils 337 Querprofile gewonnen. Die Wasserspiegellagen werden wöchentlich durch Fixierungen an 26 Latten- und 4 Schreibpegeln erfaßt.

In Abbildung 16 sind die Monatsmittel der Wasserstände am Pegel Maxau bei Rhein-km 362,300 aufgetragen.

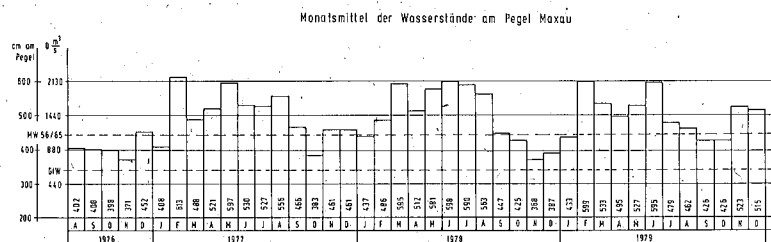


Abb. 16: Monatsmittel der Wasserstände am Pegel Maxau bei Rhein-km 362,3

Die Körnungslinie des Sohlenmaterials bei Rhein-km 337,000 in 0,20 bis 2,00 m Tiefe ist als Abb. 17 wiedergegeben. Die gleiche Kornverteilung wurde auch für das zuzugebende Material angestrebt.

Am 24. April 1978 wurde mit der Geschiebezugabe begonnen. Die zwischen Januar 1978 und diesem Zeitpunkt vor sich gegangene Veränderung der Sohlenmassen geht aus den ersten Spalten der Tabelle 1 hervor. Die darin gewählte Unterteilung in acht Teilstrecken wurde dabei in Übereinstimmung mit den Grenzen der in der Natur überwachten

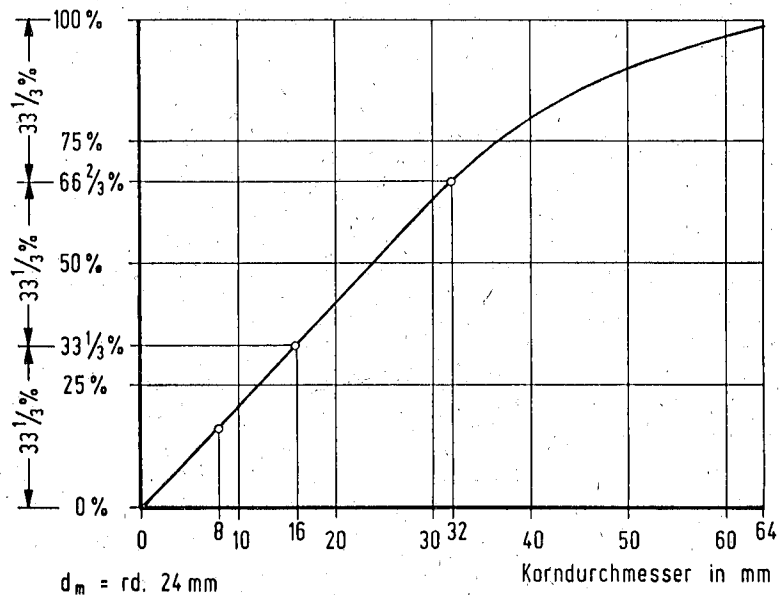


Abb. 17: Kornverteilung des Sohlenmaterials bei Rhein-km 337 in der Schicht zwischen 0,2 und 2,0 m Tiefe; zugleich Kornverteilung des Zugabematerials

Kontrollabschnitte gewählt. Tabelle 1 enthält auch die Fortführung der Sohlenmassenbilanz über den April 1978 hinaus bis Februar 1979. (Abb. 18)

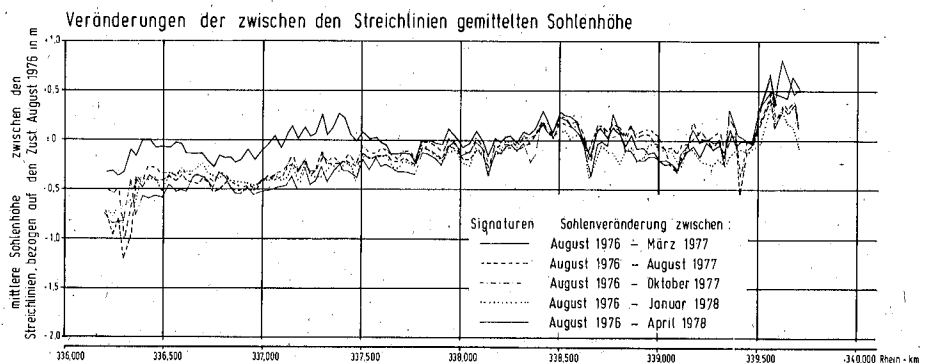


Abb. 18: Veränderungen der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhen zwischen August 1976 und April 1978

Abb. 18 zeigt die bis April 1978 eingetretenen Veränderungen der mittleren Sohlenhöhe in der Strecke zwischen Rhein-km 336,210 und 339,705, bezogen auf den Zustand vom August 1976. Dargestellt ist der Quotient aus der zwischen den Streichlinien liegenden Differenz der Querschnittsflächen der verglichenen Peilungen und dem jeweiligen

Streichlinienabstand. Man erkennt, daß rd. ein Jahr nach Schließung des Querdammes der Staustufe Iffezheim und unmittelbar vor der Geschiebezugabe sich die Sohle am unteren Ende der Zusammenführung des Wehrarms mit dem Schiffs- und Kraftwerkskanal im Mittel um etwa 50 cm eingetieft hat. Größere örtliche Eintiefungen im oberstromigen Teil sind zum Teil auch durch Baggerungen verursacht. Der sich anschließende Erosionskeil ist etwa 2 km lang. An ihn schließt sich eine kurze Strecke mit geringer Sohlenaufhöhung an.

Auch für die Zeit der Geschiebezugabe sind die auf den Zustand vom Januar 1978 bezogenen *Veränderungen der Sohlenmassen* in Tabelle 1 zusammengestellt.

Veränderung der Massen in Tausend m³, bezogen auf den Zustand vom 18./19. Januar 1978

Rhein- km	4./13.4.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	29./30.5.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	12./13.6.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	10./12.7.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	31.7/1.8.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	7./8.8.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	21./22.8.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	5./6.10.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	15./31.1978 je Teil- strecke	ins- gesamt	15./22.2.1979 je Teil- strecke	ins- gesamt
336,210																				
	-8,1		-11,6		-15,4		-22,4		-21,7		-13,5		-22,8		-2,3		-6,8		-23,7	
336,615	-8,1			-11,6	-15,4		-22,4		-21,7		-13,5		-22,8		-2,3		-6,8		-23,7	
	-6,7	-14,8	-3,1	-8,5	+8,8	-1,3	-23,7		-6,1	-4,5	-18,0	-4,0	-26,8	+20,7	+16,8		+10,0		-23,6	
337,065																				
	-3,3	-18,1	-0,3	-8,8	+2,8	-3,8	-27,8	-6,4	-5,7	-24,7	-7,2	-34,0	+6,6	+1,1	+11,1		+7,3		-16,3	
337,505																				
	-5,2	-23,3	-10,3	-19,1	-6,2	-12,2	-26,4	-14,3	-14,2	-38,9	-12,2	-51,2	-0,7	+25,0	-7,6	-3,5	-7,9		-24,2	
337,940																				
	-0,6	-23,9	-2,8	-21,9	+0,4	-7,5	-38,6	-8,7	-8,4	-47,3	-12,9	-54,1	-0,9	+23,4	-7,4	-3,9	-4,0		-28,2	
338,380																				
	+6,2	-17,7	-3,2	-18,7	+3,5	-3,2	-49,3	-5,2	-7,2	-6,5	-70,6	+2,5	+25,9	-6,2	+10,1	+1,3	-26,9			
338,835																				
	+1,2	-16,5	-7,5	-26,2	-1,4	-9,5	-50,9	-2,5	-0,5	-54,0	-4,6	-75,2	+4,2	+30,1	+0	-10,1	-0,1		-27,0	
339,275																				
	+18,8	-17,1	-9,1	-14,9	+5,4	-7,3	-43,6	-12,0	-10,2	-43,9	-8,5	-66,7	-11,9	+42,0	-5,9	-16,0	+19,6		-7,4	
339,705																				

Tabelle 1: Veränderung der Massen in Tausend m³, bezogen auf den Zustand vom 18./19. Januar 1978

Zwischen Januar 1978 und April 1978 hatte sich demnach zwischen Rhein-km 336,200 und 337,900 die Sohle weiter eingetieft, während sie von hier aus bis Rhein-km 339,700 eine Massenzunahme erfahren hat, so daß die Bilanz für den betrachteten Abschnitt annähernd ausgeglichen ist.

Die Peilung vom 29./30. Mai 1978, die unmittelbar nach dem Auftreten des höchsten am Pegel Maxau beobachteten Hochwassers ausgeführt wurde, läßt erkennen, daß – vor allem durch dieses verursacht – trotz der inzwischen seit etwa einem Monat vor sich gegangenen Geschiebezugabe insgesamt ein weiterer Abtrag stattgefunden hat.

Nach der einmonatigen Unterbrechung der Geschiebezugabe im Juli 1978 bei weiterhin hohen Abflüssen ist am 31. Juli praktisch in allen Teilabschnitten eine Abnahme der Sohlenmassen festzustellen.

Am 5./6. Oktober 1978 weist nur der erste, oberstrom der Zugabestelle liegende Teilabschnitt eine Massenminderung gegenüber dem Januar 1978 auf. Die Massenbilanz der anderen Teilabschnitte ist ausgeglichen oder schließt mit einer Massenzunahme ab, so vor allem in der Zugabestrecke Rhein-km 336,600 bis 337,000 mit + 20 700 m³.

Die *Veränderungen* der zwischen den Streichlinien *gemittelten Sohlenhöhen*, bezogen auf den Zustand vom 18./19. Januar 1978, sind im unteren Teil von Abb. 19 einander

gegenübergestellt, und zwar für die Zeit vom 12./13. Juni 1978 bis 5./6. Oktober 1978. Abb. 19 zeigt im Hinblick auf die Höhenänderungen der Stromsohle im wesentlichen die vorstehend hinsichtlich der Massenveränderungen diskutierte Tendenz, was besonders in Bezug auf die letzte dargestellte Peilung, diejenige vom 5./6. Oktober 1978, von entscheidender Bedeutung ist. Die mittlere Stromsohle zwischen den Streichlinien im Abschnitt Rhein-km 336,400 bis 337,600 liegt etwa 10 bis 40 cm höher als im Januar 1978 und in der übrigen aufgetragenen Strecke – mit Ausnahme ihres Beginns – ist die Höhenlage vom Januar 1978 wieder erreicht oder geringfügig überschritten, nachdem sie sich bis August 1978 über weite Strecken hinweg um 10 bis 20 cm eingetieft hatte.

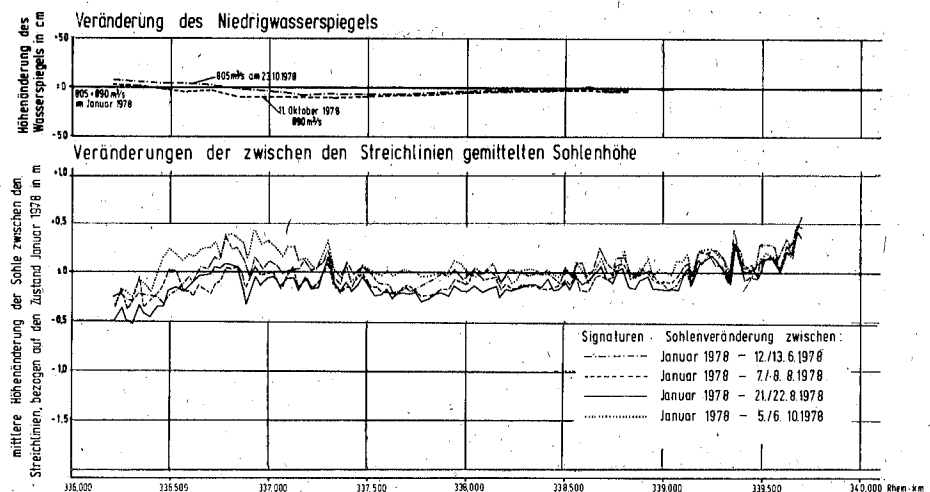


Abb. 19: Veränderungen des Niedrigwasserspiegels und der zwischen den Streichlinien gemittelten Sohlenhöhe zwischen Januar 1978 und Oktober 1978

Im oberen Teil von Abb. 19 sind die *Veränderungen des Wasserspiegels* dargestellt, wobei die bei annähernd gleichen, relativ niedrigen Abflüssen eingetretenen Wasserspiegellagen verglichen wurden, nämlich der Wasserspiegel vom 18. Januar 1978 mit demjenigen vom 23. Oktober 1978 und derjenige vom 11. Januar 1978 mit dem vom 3. Oktober 1978. Bei Rhein-km 336,750 ist örtlich vorübergehend eine maximale Wasserspiegelabsenkung von 10 cm aufgetreten. An der Wiedereinmündungsstelle des Schleusenunterkanals bei Rhein-km 336,200 konnte der Wasserspiegel nicht nur auf der Höhe vom Januar 1978 gehalten, sondern sogar geringfügig angehoben werden.

Um auch die *Sohlenveränderungen im Grundriß* übersichtlich zusammenzufassen, wurden in Abbildung 20 vier auf GIW bezogene Tiefenlinienpläne der Strecke Rhein-km 336,000 bis 340,000 gemeinsam dargestellt, und zwar für die Sohlenzustände vom August 1976, April 1978, Oktober 1978 und Februar 1979. Man kann daraus erkennen, an welchen Stellen sich die Sohle bis April 1978 wesentlich vertieft hat. Man sieht ferner, daß im Abschnitt zwischen Rhein-km 339,000 und 340,000 die Sohle zwar im Februar 1979 im Mittel höher liegt als im Ausgangszustand, daß sich diese Aufhöhung jedoch

vorwiegend im Bereich der früher vorhandenen Übertiefen vollzogen hat, während die Fahrrinne, die noch im April 1978 zwischen Rhein-km 339,500 und 339,900 eingengt war, sich inzwischen verbreitert hat.

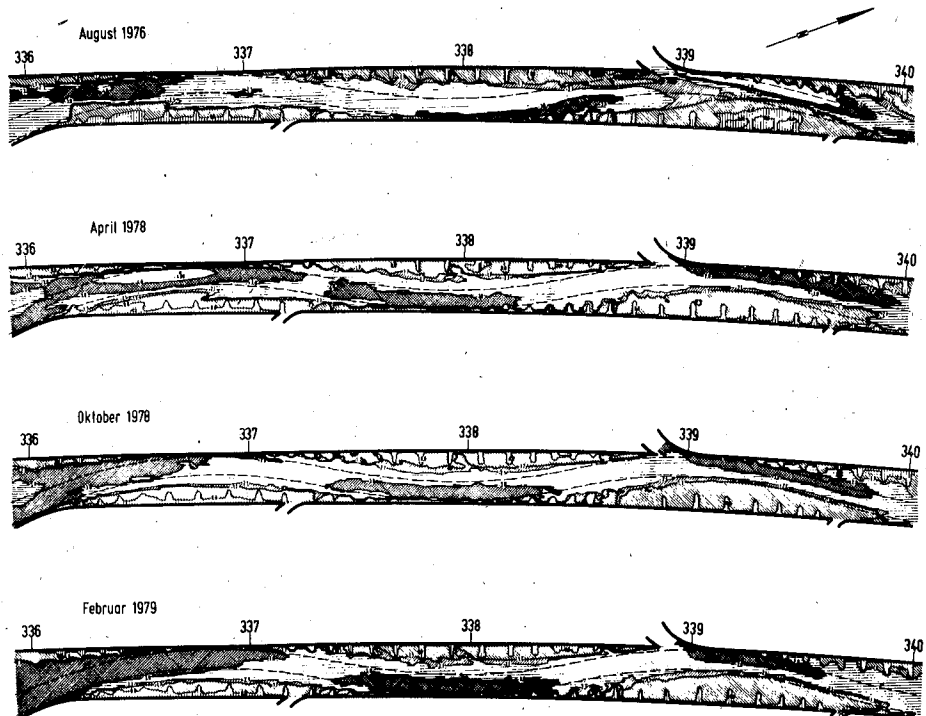


Abb. 20: Gegenüberstellung der Tiefenlinienpläne des Rheins zwischen Rhein-km 336 und 340 für die Sohlzustände vom August 1976, April 1978, Oktober 1978 und Februar 1979

3.2.3 Zusammenfassende Beurteilung der Versuchsergebnisse

Die Entwicklung der Sohlenerosion unterhalb der Staustufe Iffezheim und die Ergebnisse der bisherigen Geschiebezugabe zeigten insgesamt das theoretisch erwartete Verhalten.

Es bestätigte sich, daß die Strömung dann denjenigen Anteil des zugegebenen Materials, der dem natürlichen Geschiebetrieb entspricht, aufnimmt und talwärts weitertransportiert, wenn das zugegebene Material annähernd die gleiche Kornverteilung, Kornform und Dichte wie das an der Rheinsohle unter der Deckschicht natürlich anstehende Kies-Sand-Gemisch aufweist.

Wie durch die außerordentlich umfangreichen Peilungen nachgewiesen werden konnte, sind weder an der Einbaustelle noch innerhalb der 15 km langen unterstrom anschließenden Strecke nachteilige Sohlenveränderungen eingetreten. Die Geschiebezugabe bewirkte vielmehr den erwarteten Ausgleich der Geschiebebilanz. Beim Einbau von geeignetem Zugabematerial sind theoretisch keine Gründe dafür zu erkennen, daß sich das Geschiebe im Rhein talwärts anders verhalten könnte, als es beim natürlichen Geschiebetrieb ohne Zugabe geschieht.

Nachdem es gelungen ist, die ursprünglichen Sohlenhöhen annähernd wieder herzustellen und beizubehalten, war theoretisch zu erwarten, daß sich auch die alten Niedrigwasserstände wieder einstellen. Die Ergebnisse der Wasserstandsbeobachtungen haben dies bestätigt. Es ist keine bleibende Absenkung des Niedrigwasserspiegels eingetreten, weil die Abflußquerschnitte gegenüber dem Ausgangszustand insgesamt nicht verändert wurden. Obwohl die Sohle überall dort, wo sie vorher stellenweise höher lag, nur bis auf 2,30 m unter GIW wieder aufgefüllt wurde, wurden doch die Gesamtquerschnitte meist insoweit beibehalten, als im allgemeinen an anderen Stellen zunächst tiefer liegende Querschnittsteile entsprechend höher aufgefüllt wurden.

Das Hochwasser vom 24. Mai 1978 erreichte am Pegel Maxau mit 846 cm den höchsten Pegelstand seit der Rheinkorrektion vor 100 Jahren. Wenngleich ein Hochwasserereignis, wie es 1882/83 aufgetreten ist, im heutigen, bis Iffezheim kanalisierten Rhein, ohne die geplanten Gegenmaßnahmen noch höhere Wasserstände in Maxau zur Folge hätte, schmälert dieser Umstand nicht die Bedeutung des Hochwassers vom 24. Mai 1978 als Kriterium für die Beurteilung der Geschiebezugabe, denn es besteht kein Grund zu der Annahme, daß ein noch etwas höheres Hochwasser zu einem grundsätzlich anderen Verhalten der Stromsohle führen könnte, als es im Jahre 1978 beobachtet wurde. Es bereitete keine besonderen Schwierigkeiten, die dabei eingetretene Sohlenvertiefung trotz weiterhin hoher Abflüsse wieder rückgängig zu machen, so daß keine Bedenken hinsichtlich der Durchführbarkeit und Wirksamkeit der Geschiebezugabe zu Zeiten extrem hoher Abflüsse bestehen.

Auf Grund der Versuchsergebnisse und ihrer theoretischen Beurteilung lassen sich die vier an den Naturversuch gestellten Hauptfragen wie folgt beantworten:

1. Durch die Geschiebezugabe im Unterwasser der Staustufe Iffezheim ist es in den Jahren 1978 und 1979 gelungen, den Wasserspiegel trotz zeitweise hoher Abflüsse sowohl an der Einmündung des Schleusenunterkanals bei Rhein-km 336,000 als auch über dem Schleusendrempel bei Rhein-km 334,000 auf der Höhe vom Januar 1978 zu halten.
2. Mit der Methode des Verklappens des Kienes aus fahrenden Klappschuten konnte das Material mit einer den Anforderungen voll entsprechenden Genauigkeit in Schichten flächenhaft eingebaut werden.
3. Der Schiffsverkehr wurde durch die Geschiebezugabe nicht beeinträchtigt, und zwar weder unmittelbar an der Einbaustelle noch weiter unterstrom.
4. In der bis Rhein-km 352,000 regelmäßig gepeilten, unterhalb anschließenden Rheinstrecke sind keine Veränderungen gegenüber dem Geschiebetrieb, wie er auch ohne Geschiebezugabe auftritt, beobachtet worden.

Nachteilige Folgen der Geschiebezugabe sind bisher nicht erkennbar. Die Geschiebezugabe bildet somit nicht nur eine Alternative zum Bau weiterer Staustufen am Oberrhein, sondern stellt auch ein Gleichgewicht im Abflußregime des Rheins her.

Schrifttumsverzeichnis

- [1] Bumm, H., Jambor, F., Kohler, Pichl, K., Röhnisch, A.: Nouveaux matériaux et réalisations nouvelles pour la défense des rives et la protection du fond des canaux, des rivières et des ports. Prix de revient et avantages respectifs. XXI^e Congrès International de Navigation Stockholm 1965, Section I, Sujet 4, p. 5. Deutsche Berichte zum XXI. Internationalen Schiffahrtskongreß Stockholm 1965, Bonn 1965, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, S. 81.
- [2] Felkel, K.: Programme pour le calcul par ordinateur des modifications du niveau du fond et de la surface des eaux dans une rivière par suite du charriage. XXII^e Congrès International de Navigation Paris 1969, Section I, Sujet 5, p. 5. Deutsche Berichte zum XXII. Internationalen Schiffahrtskongreß Paris 1969, Bonn 1969, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, S. 122.
- [3] Feuerhake, K., Hintze, R., Hofmann, W., Meyer, H., Schröder, T.: Principes pour la conception et la réalisation de revêtements économiques pour la défense des rives, des rivières et canaux de navigation maritime et intérieure. XXIII^e Congrès International de Navigation Paris 1969, Section I, Sujet 6, p. 5. Deutsche Berichte zum XXII. Internationalen Schiffahrtskongreß Paris 1969, Bonn 1969, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, S. 145.
- [4] Ballin, C. W., Brandenburg, G., Felkel, K., Hager, M., Masson, Müller, E., Öbius, Schäle, E., Wetzel, V.: Comportement des bateaux et navires lors du passage, du dépassement et du croisement dans les canaux et chenaux de largeur et de profondeur limitées, compte tenu de l'accroissement de leur vitesse et de leur dimensions. Etendue de l'action de dégradation sur les berges et sur les fonds. Moyens de la prévenir et d'y remédier. XXIV^e Congrès International de Navigation Leningrad 1977, Section I, Sujet 3, p. 95. Deutsche Berichte zum XXIV. Internationalen Schiffahrtskongreß Leningrad 1977, Bonn 1977, herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, S. 45.
- [5] Meyer, H., Pabst, H. U., Rümelin, B., Tzschucke, H. P.: Amélioration et protection de la voie d'eau et du milieu environnant considérés ensemble. XXIV^e Congrès International de Navigation Leningrad 1977, Section I, Sujet 4, p. 95. Deutsche Berichte zum XXIV. Internationalen Schiffahrtskongreß Leningrad 1977, Bonn 1977, herausgegeben vom Bundesminister für Verkehr, S. 76.
- [6] Berger, W.: Der Rhein – gestern, heute, morgen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft (1974/75), Band 34.

- [7] Oebius, H.: Analytische und experimentelle Untersuchungen über den Einfluß von Schraubenpropellern auf bewegliche Gewässersohlen, Teil 1: Der ungestörte Propellerstrahl. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Bericht Nr. 848/1979.
- [8] Krey: Modellversuche über den Schiffahrtsbetrieb auf Kanälen und die dabei auftretenden Wechselwirkungen zwischen Kanalschiff und Kanalquerschnitt. Mitteilung der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau Nr. 107.
- [9] Kreitner: Über den Schiffswiderstand auf beschränktem Wasser. Werft, Reederei, Hafen, Heft 7/1934.
- [10] Schuster: Untersuchungen über Strömungs-Widerstandsverhältnisse bei Fahrt von Schiffen in beschränktem Wasser. Jahrbuch der STG 1952, S. 244.
- [11] Helm: Einfluß der verschiedenen Flachwasserprofile auf Widerstand und Vortrieb von Binnenschiffen mit Rechnungsbeispiel für die Binnenwasserstraßen der Klasse IV. Hansa, Heft 11 und 12, 1965.
- [12] Gutsche: Form, Widerstand und Vortrieb der See- und Binnenschiffe. Schiffbaukalender 1941, S. 182 (für Fahrt auf Kanälen).
- [13] Müller/Binek: Untersuchung der Wasseroberflächenverformung beim Begegnen zweier Schiffe im Kanal. VBD-Bericht Nr. 425, z. Z. noch nicht veröffentlicht, kann aber als Original bezogen werden.
- [14] Graff: Untersuchungen über die Ausbildung des Wellenwiderstandes im Bereich der Stauwellengeschwindigkeit in flachem, seitlich beschränktem Fahrwasser. Schiffstechnik, Band 9, Heft 47/1962.
- [15] Schmidt-Stieblitz: Die Abhängigkeit des Schiffswiderstandes von flachwasserbedingten Umströmungs- und Wasserspiegelveränderungen. Schiff und Hafen, Heft 6/1966.
- [16] Schäle: Propulsionsversuche in einem Stillwasserkanal trapezförmigen Querschnitts, ausgeführt mit dem Schiffstyp „Johann Welker“ und mehreren Schubverbänden in der Haltung Bamberg des neuen Main-Donau-Kanals, Schiff und Hafen, Heft 4/1968.
- [17] Schäle: Strömungsversuche in einem Stillwasserkanal trapezförmigen Querschnitts, ausgeführt mit dem Schiffstyp „Johann Welker“ und mehreren Schubverbänden in der Haltung Bamberg des neuen Main-Donau-Kanals, Schiff und Hafen, Heft 5/1968.
- [18] Felkel/Steinweller: Druck und Strömung unter im Kanal fahrenden Schiffen. Schiff und Hafen, Hef 8/1973.

- [19] Schäle: Böschungsströmung und Schiffsabsenkung bei der Fahrt verschieden großer Einheiten durch einen Trapezkanal, wobei das Querschnittsverhältnis und die Wassertiefe systematisch vermindert wurden. Schiff und Hafen, Heft 1/1974.
- [20] Schäle/Nerlich: Messung und zum Modellversuch vergleichende Bewertung der Druckwechselbeanspruchung eines Schiffahrtskanals durch fahrende Motorschiffe unterschiedlicher Größe und Antriebsleistung. Schiff und Hafen, Heft 2/1980.
- [21] Knieß, H. G.: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 42/1977.
- [22] Bundesminister für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Verkehrsblatt, Heft 10/1976, S. 549.
- [23] Hudson, R. Y.: Laboratory investigations of rubble mound breakwaters. Journal Waterways and Harbours, ASCE, 9/1959.
- [24] Felkel, K.: Ideenstudie über die Möglichkeit der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talaue ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 30/1970.
- [25] Felkel, K.: Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 32/1972.
- [26] Felkel, K.: Die Problematik der Sohlenerosion des Oberrheins. Zeitschrift für Binnenschiffahrt und Wasserstraßen, Heft 8/1977.
- [27] Felkel, K.: Comme moyen de prevention à l'abaissement du fond du Rhin Supérieur: l'apport continu de graviers. XVII^e Congrès de l'Association Internationale de Recherches Hydrauliques Baden-Baden 1977, Sujet Ca, volume 4, p. 213.
- [28] Felkel, K., Kuhl, D., Steitz, K.: Naturversuche mit künstlicher Geschiebezuführung zwecks Verhütung der Sohleneintiefung des Oberrheins (Freistetter Versuche). Wasserwirtschaft, Heft 5/1977.