

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Giese, Egon

Das Tideregime der Elbe

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102946>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Giese, Egon (1980): Das Tideregime der Elbe. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 48. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 1-56.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Ing. (grad.) E. G i e s e

DAS TIDEREGIME DER ELBE

Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle

(Fortsetzung der Veröffentlichung im Mitteilungsblatt Nr. 31 der Bundesanstalt für Wasserbau)

THE TIDAL REGIME OF THE ELBE-RIVER

Hydraulic model with a movable bed

(Continuation of the publication in the Journal No. 31 of the Federal Institute of Waterways Engineering)

Zusammenfassung

Nach den im Mitteilungsblatt Nr. 31 erwähnten grundsätzlichen Betrachtungen, besonderen baulichen und meßtechnischen Einrichtungen für den Betrieb des Tidemodells mit beweglicher Sohle sowie den Ergebnissen zum Nachweis der Naturähnlichkeit werden in der vorliegenden Veröffentlichung zusätzliche theoretische Erläuterungen und die Ergebnisse von Fallstudien ausführlich beschrieben.

Summary

Fundamental considerations and special constructional and measurement arrangements for the operation of the tidal model of the Elbe-river with a movable bed as results for checking the natural similarity were presented in the Journal No. 31. The present publication provides additional theoretical information and detailed results of case studies.

INHALT

	Seite
1 Einleitung	3
2 Ergänzende grundsätzliche Betrachtungen	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Die Tide und ihre Erscheinungsformen	4
2.3 Theorie des morphologischen Gleichgewichts in den Tideästuarien	8
2.4 Tidedauer und Morphologiemastab	11
2.5 Prielenwicklungen in den Wattgebieten	14
2.6 Verwendung radioaktiver Tracer im Modell	18
3 Fallstudien	22
3.1 Allgemeines	22
3.2 Versuche für den Leitdamm Kugelbake	23
3.3 Der 13,5 m-Ausbau des Elbefahrwassers	25
3.4 Messung des Sedimenttransportes mit radioaktiven Tracern	28
3.5 Standortermittlung für ein Kraftwerk	31
3.6 Regelungsmaßnahmen in der Unterelbe zwischen Brunsbüttel und Cuxhaven	33
3.7 Prielerlegung im Neufelder Watt	38
3.8 Morphologische Langzeitversuche zur Ermittlung der Eintreibungen in die Fahrrinne	41
3.9 Untersuchungen für Spülfelder	45
4 Zusammenfassung	51
5 Bezeichnungen	52
6 Literatur	54

1 Einleitung

Das zunehmende Interesse für eine Charakterisierung und Qualifizierung der morphologischen Veränderungen im Küstenraum und den Ästuarien steht in Relation zum wachsenden Seeverkehr. Durch die Verwendung größerer Schiffe kommt der Unterhaltung und dem Ausbau der Wasserstraßen mehr Bedeutung zu als bisher. Für die ökonomische Entwicklung eines Ästuargebietes ist es unerlässlich, die Einwirkungen des strömenden Wassers auf die vorwiegend aus feinem Sand bestehende Sohle des Küstengebietes möglichst genau zu erkennen.

Die hydrologischen Vorgänge können für bestehende morphologische Zustände in Modellen mit fester Sohle untersucht oder mit Hilfe mathematischer Verfahren hinreichend genau dargestellt werden. Die Ursachen des damit verbundenen Sedimenttransportes, die Bildung von Riffeln und Dünen sowie langperiodische Veränderungen sind dagegen noch weitgehend ungeklärt.

Der planende Ingenieur benötigt jedoch Unterlagen über den Sedimenttransport, um die Wirkung baulicher Maßnahmen abschätzen zu können. Als geeignetes Hilfsmittel bietet sich das hydraulische Modell an, wenn es mit einer beweglichen Sohle ausgestattet und technisch so entwickelt ist, daß die natürlichen Wechselwirkungen zwischen Strömung und Sedimenttransport nachvollzogen werden. Die durch äußere Kräfte in Form von Tideströmungen verursachte Feststoffbewegung, die sowohl als Geschiebe in Sohlhöhe als auch in suspendierter Form als Schwebstoff auftreten kann, ist ein äußerst schwer zu definierendes Phänomen, das dem mit Ausbau und Unterhaltung von Wasserstraßen befaßten Personenkreis ein hohes Maß an technischem Wissen und praktischer Erfahrung abverlangt.

In unserer Zeit hat sich die Modelltechnik besonders durch die Einsatzmöglichkeit elektronischer Meßgeräte und Steueranlagen wesentlich weiterentwickelt, so daß die im Küstenraum vorherrschenden instationären Vorgänge hydraulischer und morphologischer Art im Modell simuliert und gemessen werden können. Die Beobachtung morphologischer Veränderungen im Modell setzt jedoch voraus, daß die bisher fest modellierte Sohle durch ein bewegliches Material ersetzt wird. Hierfür können verschiedene Feststoffe in entsprechender Körnung verwendet werden, die grundsätzlich spezifisch leichter sein müssen als natürlicher Sand, weil der Durchmesser eines Sandkornes nicht mit den für Ästuarien üblichen Modellmaßstäben verkleinert werden kann. Der Verkleinerung sind außerdem durch kohäsive Einflüsse Grenzen gesetzt. Die Begriffsbezeichnung "bewegliche Sohle" bedeutet demnach für den Modellbetrieb die Verwendung eines Sohlmaterials, mit dem aufgrund von Ähnlichkeitsparametern die Reproduktion natürlicher Sohlveränderungen nachvollzogen werden kann.

Wie in einigen Fallstudien gezeigt wird, kann die unmittelbare Wechselwirkung zwischen Flüssigkeitsströmung und Sedimenttransport im Modell beobachtet und gemessen werden. Die oft nach geringfügigen konstruktiven Veränderungen sich abzeichnenden, sehr differenzierten und von äußeren Kräften geprägten morphologischen Entwicklungen ermöglichen eine umfassende Beurteilung neuer Baumaßnahmen.

Dieser Beitrag ist als Fortsetzung der in Heft Nr. 31 im Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau im März 1972 erschienenen Veröffentlichung: "Das Tideregime der Elbe, hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle" zu werten. Hiermit sollen einem breiteren Leserkreis weitergehende Erfahrungen mit dem Betrieb eines Modells mit beweglicher Sohle vermittelt werden. Neben ergänzenden grundsätzlichen Betrachtungen, die allgemein an die in Heft 31 erwähnten theoretischen Voruntersuchungen anknüpfen, werden in Form von Fallstudien praktische Beispiele beschrieben. Alle Untersuchungen wurden im Auftrag der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Wasser- und Schifffahrtsamt Cuxhaven, ausgeführt:

2 Ergänzende grundsätzliche Betrachtungen

2.1 Allgemeines

Bei den theoretischen Grundlagen wird versucht, den allgemein gültigen Charakter der Aussagen zu wahren, damit neben den besonderen Belangen für das Ästuar der Elbe auch andere Gebiete in ähnlicher Weise berücksichtigt werden können. Maßstabs- und Ähnlichkeitsfragen sowie die Wahl des Modellfeststoffes wurden in der vorhergehenden Veröffentlichung ausführlich diskutiert, so daß hier nur die wichtigsten Ergebnisse zusammengefaßt wiedergegeben werden. Die Maßstäbe für das Elbe-Geschiebmodell wurden nach den Berechnungen von GEHRIG [1] und aufgrund des in der großen Versuchshalle der BAW in Hamburg-Rissen zur Verfügung stehenden Platzes mit

$$L_r = L_n/L_m = 800 \text{ und } H_r = H_n/H_m = 100 \quad (1)$$

festgelegt. Der mittlere Korndurchmesser kann aus der folgenden Gleichung abgeleitet werden

$$d_r = d_n/d_m = \sqrt[3]{(\rho_{sm} - \rho_w)/(\rho_{sn} - \rho_w)} \quad (2)$$

Gewählt wurde ein Kunststoff "Polystyrol" mit einer Dichte $\rho_s = 1,05$ und Körnungen (extrudierte Zylinder) in Größenabstufungen zwischen 1,5 und 2 mm (auf einen Kugeldurchmesser umgerechnet). Im Mittel ist das Modellkorn etwa 3,5fach größer als das Naturgeschiebe, so daß eine hinreichende Übereinstimmung mit den theoretischen Ableitungen gegeben ist.

2.2 Die Tide und ihre Erscheinungsformen

Die Gezeitenwellen unterscheiden sich von den durch Wind erzeugten Meereswellen durch ihre im Vergleich zur Wassertiefe außerordentlich große Länge. Zum Aufbau der Gezeitenwellen sind erhebliche horizontale Verschiebungen der Wassermassen erforderlich, die sich bei geringer vertikaler Veränderung in den Gezeitenströmungen äußern.

Die Periode der Gezeiten von einem Hochwasser bis zum folgenden beträgt nach genauen Beobachtungen des Wasserstandes an den Küstenpegeln im Mittel 12 h 25 min. In der Deutschen Bucht, be-

sonders aber im Tidegebiet der Flüsse, ist die Dauer der Flut in der Regel kürzer als die Ebbe. Der Tidehub (Thb), die Differenz zwischen Tidehochwasser (Thw) und dem Mittel der beiden benachbarten Tideniedrigwasser (Tnw), erreicht seinen Höchstwert zur Springzeit, er wird am geringsten zur Nippzeit. Dieser von den Mondphasen abhängige Wechsel wird die halbmonatliche Ungleichheit genannt, danach haben Spring- und Nippzeit eine Folge von durchschnittlich $7 \frac{3}{8}$ Tagen. Für die Nordsee sind in Bild 1 Linien gleichen Springtidehubes und die Stundenlinien eingetragen.

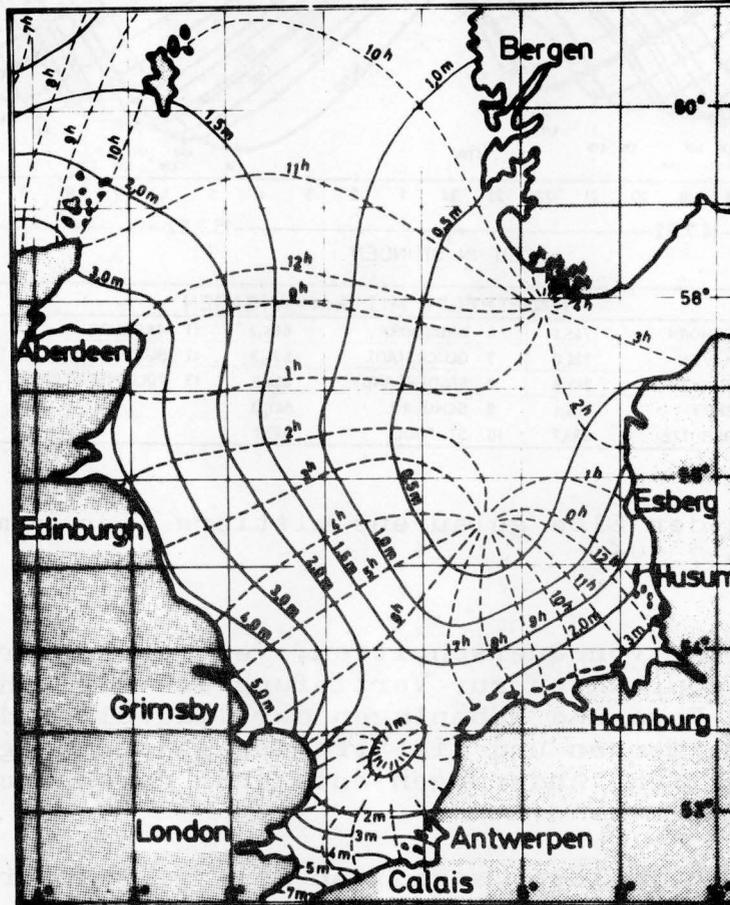
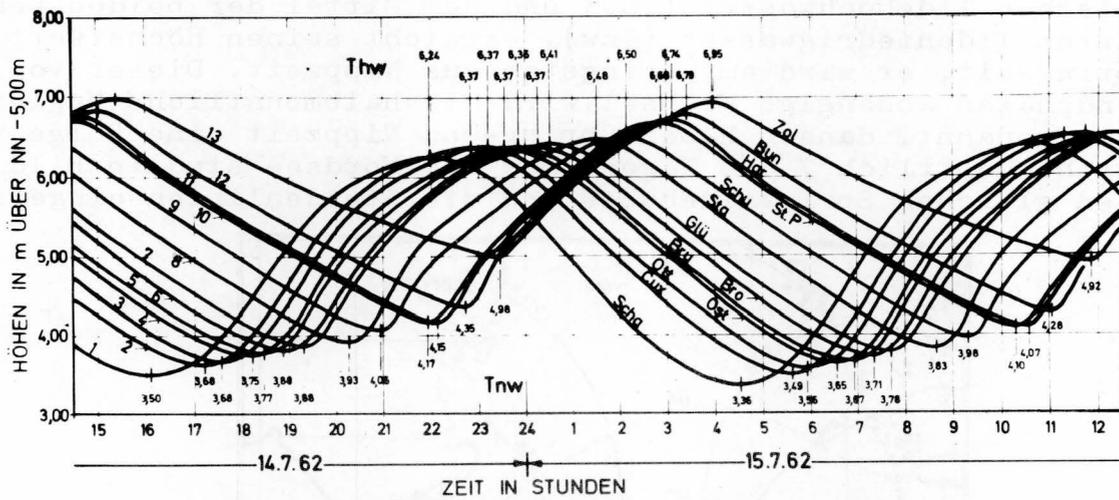


Bild 1: Linien gleichen Springtidehubes und Flutstundenlinien (aus Gezeitentafel des DHI [3])

Primär wird die von Norden vom Atlantik und sekundär die von Süden aus der Straße von Dover kommende Gezeitenwelle durch die ablenkende Kraft der Erdrotation (Corioliskraft) zu einer Drehtide (Amphidromie) umgeformt. Durch Reibungserscheinungen wird im südlichen Teil der Nordsee der Tidehub verringert, wobei sich auch die Eintrittszeit des Hochwassers verspätet. Letzteres ist aus der Form der speichenförmig angeordneten Flutstundenlinien zu erkennen.

In Bild 2 sind die Veränderungen des Wasserstandes in Bezug zur Zeit für die verschiedenen Hauptpegel in der Elbe bei mittleren Tideverhältnissen eingetragen. Es muß erwähnt werden, daß infolge von Reflexionserscheinungen der Strom erst nach den Scheitelwerten des Thw und Tnw kentert, d.h. in diesen Punkten kehren sich die Strömungsrichtungen zur Flut oder Ebbe um. Die Lagen der Stromkenterpunkte können zur Ermittlung des Arbeitsvermögens einer Tidewelle herangezogen werden.



HAUPTPEGEL MIT km-ANGABEN			
1 SCHARHÖRN	745,4	6 BROKDORF	684,2
2 CUXHAVEN	724,0	7 GLÜCKSTADT	674,3
3 OTTERNDORF	713,6	8 STADERSAND	654,8
4 OSTERIFF	704,1	9 SCHULAU	641,0
5 BRUNSBÜTTEL	695,7	10 ST. PAULI	623,1
		11 HARBURG	615,0
		12 BUNTHAUS	609,8
		13 ZOLLENSPIEKER	596,3

Bild 2: Die in der Elbe gelaufene mittlere Tide vom 14./15.7.1962

Durch die Änderung von Querschnitten, verursacht durch die verschiedenen Ausbaurbeiten zur Vertiefung des Elbefahrwassers, werden auch die Form und Höhenlagen der Tidewelle, die durchfließenden Wassermengen und die Strömungsgeschwindigkeiten beeinflusst. Zusätzliche Änderungen entstehen durch wechselnde Oberwasserabflüsse.

Da die Tidewellen in ihrer ständigen Folge als äußere Kräfte auf die Morphologie einwirken und diese verändern, wird es bei Tide-Modellen mit beweglicher Sohle nicht ausreichen, Aussagen aufgrund von Versuchen mit Folgen für mittlere Tiden zu machen, da der Feststofftransport sicherlich von den natürlichen permanenten Veränderungen des Tidehubes und damit der Wassertiefen und der Gefälleverhältnisse abhängt. Da der Grundrhythmus der Tide vor allem von der Anziehungskraft des Mondes beeinflusst wird, wurde deshalb auch für das Modell ein stilisierter Monatszyklus (Pegel Cuxhaven) zugrundegelegt, der die zweimalige, halbmonatliche Ungleichheit mit einer Spanne von 14 Tagen, 18 Stunden und 22 Minuten im Wechsel zwischen Springzeit und Nippzeit berücksichtigt. Im Bild 3 wird der berechnete mittlere Verlauf der Tidekurven in Form aufgetragener Scheitelwerte für die jeweiligen Thw und Tnw gezeigt.

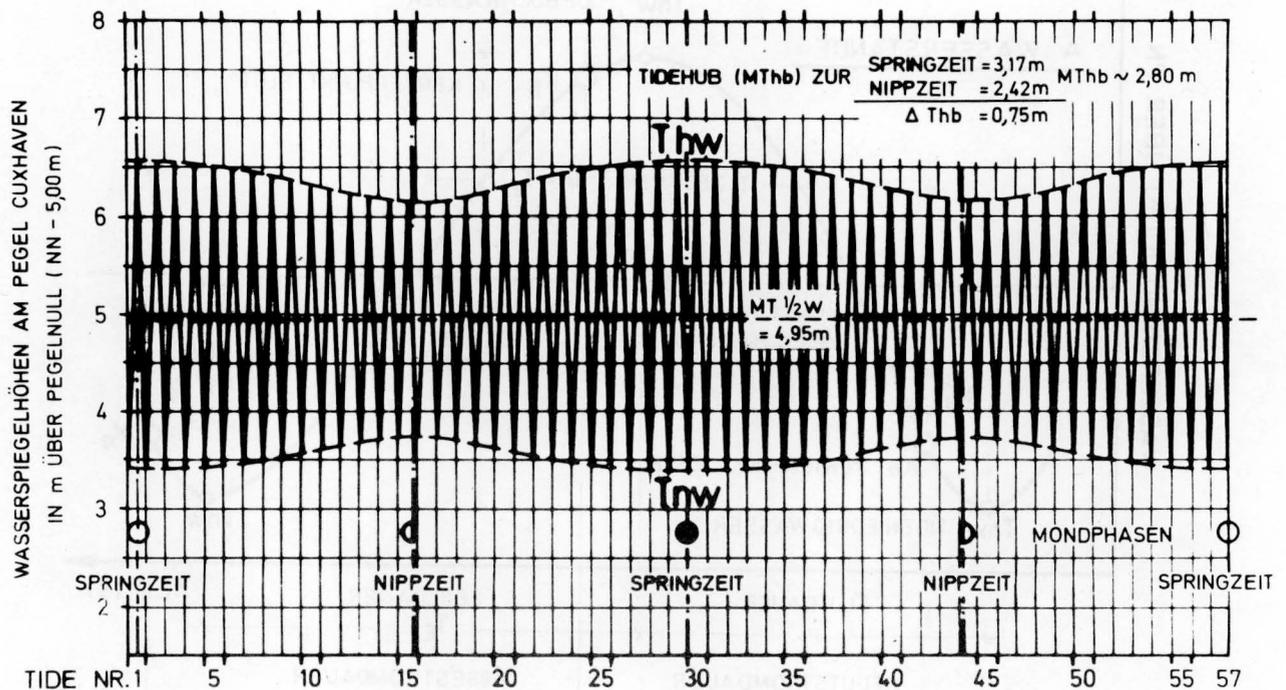


Bild 3: Mittlerer Verlauf der Tidekurven innerhalb einer halbmonatigen Ungleichheit ($1/2$ synodischer Monat = 14 Tage, 18 h, 22 min, bezogen auf den Pegel Cuxhaven, Elbe-km 724,0) nach Berechnungen des DHI

Das jeweilige mittlere Tidehalbwasser ($T \ 1/2 \ w$) wird auf den Steuerpegel am Modelleinlauf extrapoliert und während der Versuche den zeitlich zugeordneten Naturwerten angepaßt.

Die gebräuchlichen Bezeichnungen zur Charakterisierung der Tide, d.h. die Darstellung des instationären Wasserstandsverlaufes sowie der Strömungsvorgänge in zeitlicher Zuordnung und für einen bestimmten Standort, sind in Bild 4 beschrieben.

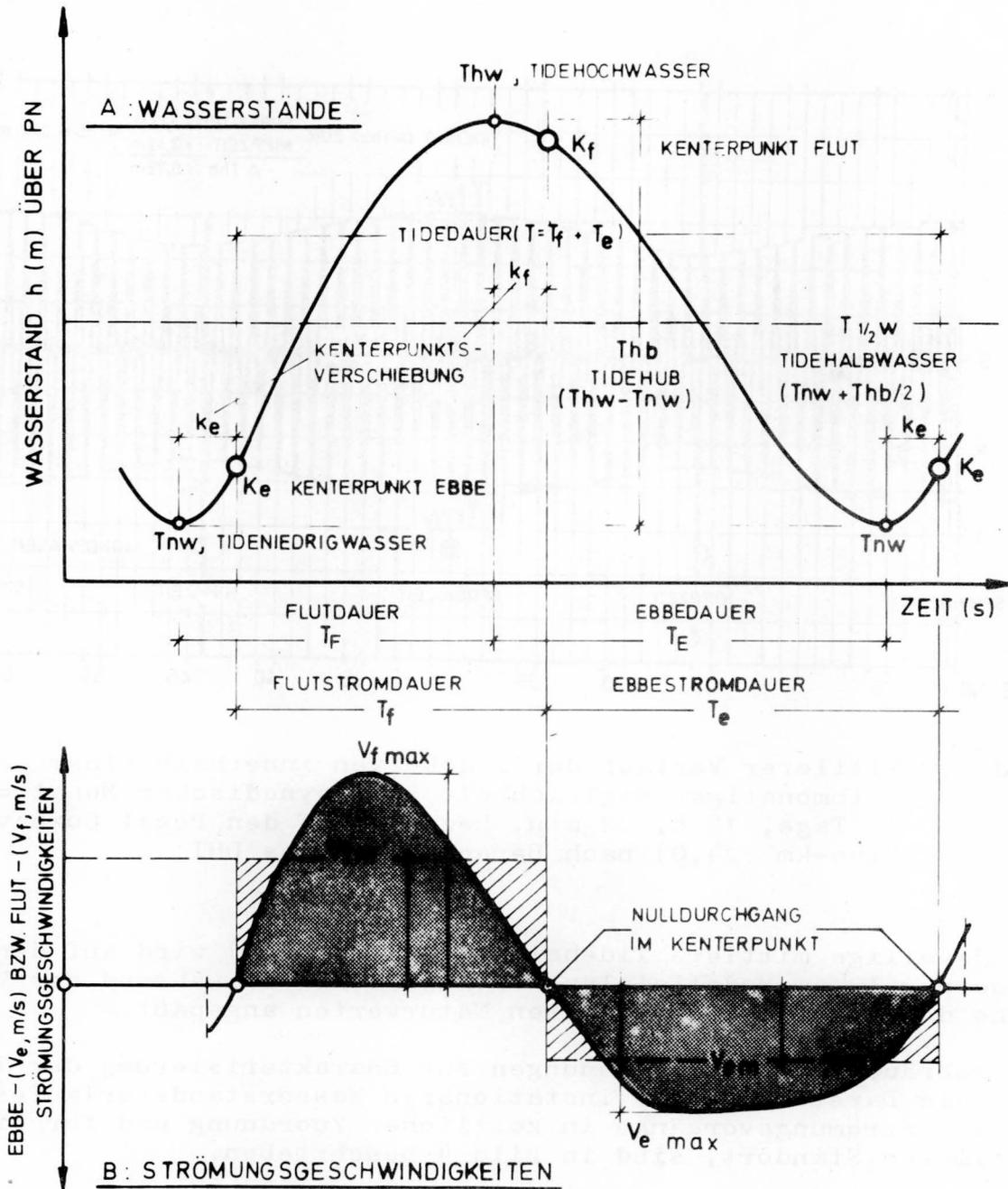


Bild 4: Bezeichnungen zur Charakterisierung der Tidewelle und der Strömungsvorgänge

2.3 Theorie des morphologischen Gleichgewichts in den Tide- ästuarien

Für Ästuarien oder Häfen und Buchten an sandigen Küsten müssen sich naturgemäß unter Tideeinfluß langperiodische Gleichgewichtsbedingungen zwischen der Flutwassermenge (V_f) und dem Durchflußquerschnitt (A) einstellen. O'BRIEN [2] fand das bei der Untersuchung verschiedener Ästuarien des amerikanischen Kontinents bestätigt.

Die Liste in der Zahlentafel I enthält Angaben über die Flutwassermenge und die minimalen Durchflußquerschnitte (A_{\min}) unter dem mittleren Tideniedrigwasser (MTnw), Meeresspiegel-oder auch Karten-Null (KN).

Bezeichnung (Ästuar, Bucht oder Hafen)	Örtlichkeit	Flutwassermenge V_f (m ³)	minimaler Durch- flußquerschnitt A_{\min} (m ²)	Beiwert β
1	2	3	4	5
a) ohne Molen:				
Delaware Bay	Atlantik	$3,54 \cdot 10^9$	$2,32 \cdot 10^5$	0,66
Golden Gate	Pazifik	$1,445 \cdot 10^9$	$8,71 \cdot 10^4$	0,57
*Elbe, km 745 Scharhörn	*Nordsee	$1,02 \cdot 10^9$	$5,05 \cdot 10^4$	0,50
*Ems, Borkum Südstrand	*Nordsee	$1,01 \cdot 10^9$	$4,80 \cdot 10^4$	0,48
*Jade, Schillig-Alte Mellum	*Nordsee	$1,00 \cdot 10^9$	$4,50 \cdot 10^4$	0,45
Willapa	Pazifik	$7,08 \cdot 10^8$	$3,66 \cdot 10^4$	0,52
*Elbe, km 725	*Nordsee	$5,60 \cdot 10^8$	$2,70 \cdot 10^4$	0,48
*Jade, Wilhelmshaven-Eck- warderhörn	*Nordsee	$4,00 \cdot 10^8$	$2,50 \cdot 10^4$	0,63
*Weser, km 65	*Nordsee	$1,365 \cdot 10^8$	$7,75 \cdot 10^3$	0,57
North Edisto River	Atlantik	$1,295 \cdot 10^8$	$9,25 \cdot 10^3$	0,71
*Dollartmündung	*Nordsee	$1,15 \cdot 10^8$	$7,00 \cdot 10^3$	0,61
*Ems, km 47	*Nordsee	$7,00 \cdot 10^7$	$4,20 \cdot 10^3$	0,60
Fire Island	Atlantik	$6,18 \cdot 10^7$	$3,31 \cdot 10^3$	0,54
Tomales Bay	Pazifik	$4,47 \cdot 10^7$	$3,34 \cdot 10^3$	0,75
Jones Inlet	Atlantik	$4,25 \cdot 10^7$	$2,69 \cdot 10^3$	0,63
*Eider Hundekndöll	*Nordsee	$3,80 \cdot 10^7$	$1,96 \cdot 10^3$	0,52
Punta Banda	Pazifik	$8,47 \cdot 10^6$	$5,09 \cdot 10^2$	0,60
b) mit einer Mole				
Rockaway	Atlantik	$1,05 \cdot 10^8$	$8,00 \cdot 10^3$	0,76
Tillamook	Pazifik	$5,97 \cdot 10^7$	$3,43 \cdot 10^3$	0,57
East Rockaway	Atlantik	$2,155 \cdot 10^7$	$1,07 \cdot 10^3$	0,50
c) mit zwei Molen				
Columbia	Pazifik	$1,081 \cdot 10^9$	$4,72 \cdot 10^4$	0,44
Grays Harbor	Pazifik	$6,88 \cdot 10^8$	$2,65 \cdot 10^4$	0,39
Galveston	Golf von Mexico	$4,50 \cdot 10^8$	$2,04 \cdot 10^4$	0,45
Charleston	Atlantik	$1,63 \cdot 10^8$	$1,34 \cdot 10^4$	0,82
Humboldt	Pazifik	$1,24 \cdot 10^8$	$7,01 \cdot 10^3$	0,57
San Diego	Pazifik	$9,55 \cdot 10^7$	$5,74 \cdot 10^3$	0,60
Coos Bay	Pazifik	$8,05 \cdot 10^7$	$5,68 \cdot 10^3$	0,71
Umpqua	Pazifik	$6,24 \cdot 10^7$	$4,29 \cdot 10^3$	0,69
Absecon	Atlantik	$4,20 \cdot 10^7$	$2,91 \cdot 10^3$	0,69
Morichee	Atlantik	$4,45 \cdot 10^7$	$1,895 \cdot 10^3$	0,43
Yaquina	Pazifik	$2,19 \cdot 10^7$	$1,84 \cdot 10^3$	0,84
Nahalem	Pazifik	$1,70 \cdot 10^7$	$1,04 \cdot 10^3$	0,61
Siuslaw	Pazifik	$1,31 \cdot 10^7$	$1,02 \cdot 10^3$	0,78
Mission Bay	Pazifik	$1,19 \cdot 10^7$	$9,66 \cdot 10^2$	0,81
Coquille	Pazifik	$1,10 \cdot 10^7$	$8,38 \cdot 10^2$	0,76

Zahlentafel I: Flutwassermengen, minimale Durchflußquerschnitte verschiedener Ästuarien, Buchten oder Häfen des amerikanischen Kontinents und der deutschen Nordseeküste und die berechneten Beiwerte β

Die Angaben von O'BRIEN sind durch bekannte Verhältnisse der deutschen Flüsse an der Nordseeküste ergänzt worden. Die Einläufe sind in Einläufe ohne Molen, mit einer Mole und mit zwei Molen unterteilt. Die grafische Auftragung der Ergebnisse in Bild 5 zeigt, daß ein Gleichgewichtsverhältnis für Einläufe an sandigen Küsten unter Tideeinwirkung vorhanden sein muß, ohne daß es hierbei eine Rolle spielt, ob sie durch Molen geschützt sind. Es besteht eine Abhängigkeit zwischen der Flutwassermenge V_f (m³) und dem minimalen Durchflußquerschnitt A_{\min} (m²).

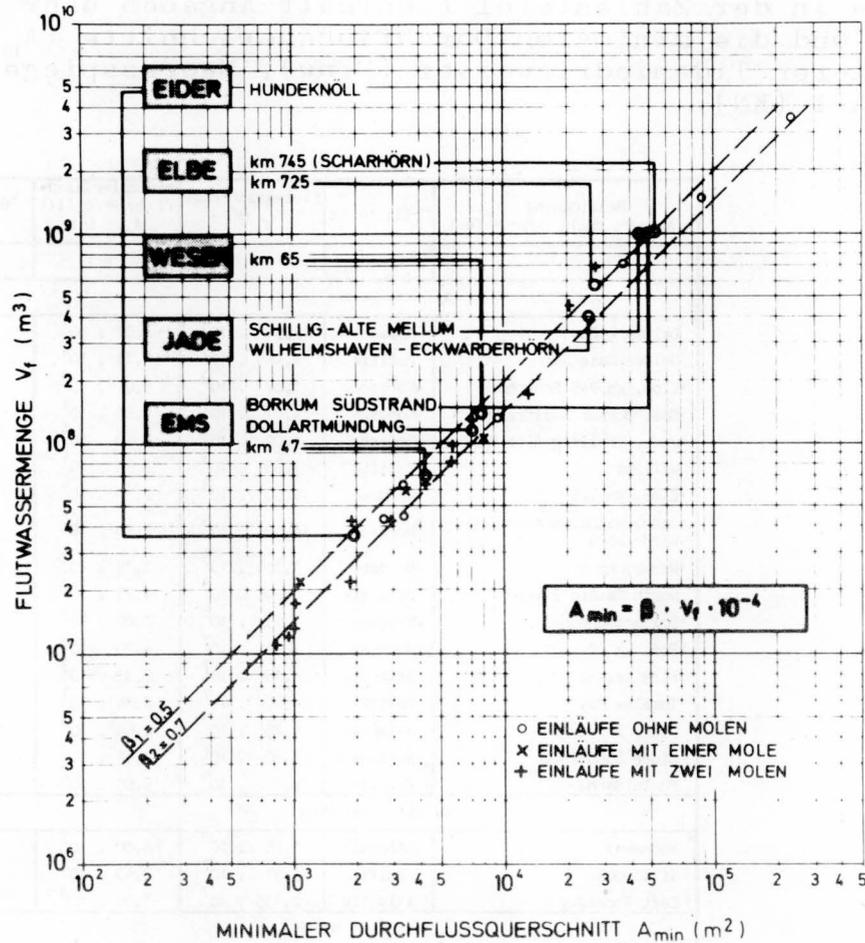


Bild 5: Abhängigkeit zwischen Flutwassermenge und minimalem Durchflußquerschnitt

Die Gleichung

$$A_{\min} = \beta \cdot V_f \cdot 10^{-4} \quad (3)$$

zeigt einen geringen Streubereich, der wahrscheinlich nach Örtlichkeit, topographischen Eigenarten, Kornfraktion und anderen äußeren Einflüssen verschieden sein kann. Für die Nordsee ist der Faktor β mit 0,5 bis 0,7 einzusetzen, wobei der Faktor 0,5 für die weiter seewärts liegenden Querschnitte mit feinerer Kornfraktion des Sohlmaterials zu wählen ist, während für die weiter stromauf gelegenen Querschnitte der Faktor β mit etwa 0,6 bis 0,7 für das dort anzutreffende gröbere Sohlmaterial berücksichtigt werden muß (siehe Zahlentafel I).

Für den besonderen Fall der Außenelbe soll nachgewiesen werden, inwieweit nach dem Bau des Leitdammes in der Außenelbe und der Vertiefung des Fahrwassers von 12 m auf 13,5 m unter MTnw bis zum Jahre 1977 eine Querschnittsveränderung bzw. eine Verlagerung desselben stattgefunden hat, denn nach der Theorie müßte A_{\min} etwa konstant bleiben.

Wie der Querschnitt der Elbe bei km 736 in Bild 6 zeigt, ist tatsächlich die Fläche unter KN von 1939 bis 1977 nahezu konstant geblieben, obwohl eine merkbare Verlagerung durch den Leitdamm eingetreten ist. Für geplante Ausbaumaßnahmen können auf

dieser Grundlage evtl. erforderliche Querschnittsveränderungen ermittelt werden.

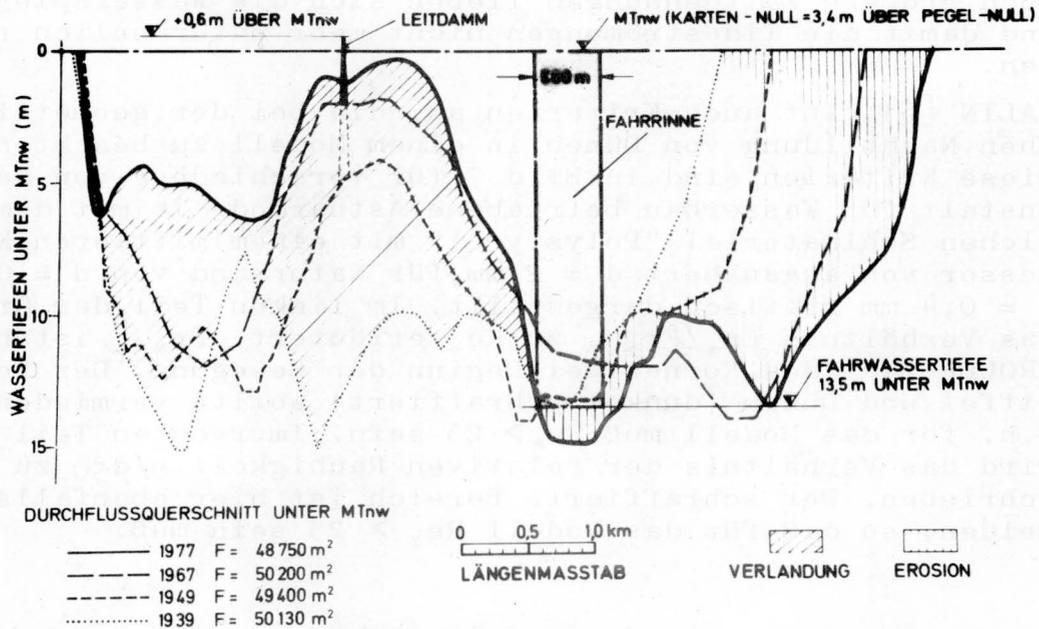


Bild 6: Veränderungen des Querprofils der Elbe bei km 736 zwischen 1939 und 1977

2.4 Tidedauer und Morphologiemassstab

Bei Tidemodellen mit beweglicher Sohle können die im Mitteilungsblatt der BAW Heft 31 [4] hergeleiteten Ähnlichkeitsforderungen nicht ohne weiteres erfüllt werden. Aufgrund der größeren Ausdehnung der Modellgebiete im Küstenraum sind häufig Überhöhungen von $L_r/H_r > 5$ erforderlich. Bei der für das Elbemodell mit beweglicher Sohle gewählten Überhöhung von $L_r/H_r = 8$ ist es nicht mehr möglich, die Reibungsverluste allein durch die Sohlreibung modellähnlich nachzubilden. Weil Zusatzrauigkeiten, z.B. durch Strips o.ä., nicht verwendet werden können, treten als Folge unmaßstäblich große Strömungsgeschwindigkeiten auf. Hierdurch entstehen wiederum zu hohe Sohlverformungen (Bildung von Dünen), die nicht mit den aus der Natur bekannten geometrischen Formen übereinstimmen. Als Korrektur dieses unmaßstäblichen Einflusses verwendet man eine "Zeitverlängerung", d.h. die Tidedauer im Modell wird gedehnt und somit eine Verminderung der Fließgeschwindigkeit erreicht. Durch Versuche kann empirisch der Zeitfaktor ermittelt werden.

Nach YALIN [6] läßt sich der Zeitfaktor auch mathematisch bestimmen. Der Maßstabsfaktor α für die Zeitverlängerung beträgt

$$\alpha = \sqrt{H_r/v_r} = \sqrt{H_n/H_m} / (v_n/v_m) \quad (4)$$

Für ein FROUDE-Modell erhält man $\alpha = 1$; wird dagegen v_m größer als es dem Ähnlichkeitsgesetz von FROUDE entspricht, dann erhält man Werte $\alpha > 1$. Die Zeitverlängerung ist demnach stets so zu wählen, daß die resultierenden Geschwindigkeitsverhältnisse letztlich wieder dem Ähnlichkeitsgesetz von FROUDE genügen. Die Versuche im Elbemodell mit beweglicher Sohle haben ergeben, daß für dieses relativ lange Ästuar mit einseitiger Tidesteuerung bei

der vorhandenen Höhenverzerrung von $L_r/H_r = 8$ die α -Werte bis etwa 1,5 (gewählt wurde $\alpha = 1,4$) erreicht werden konnten; für noch größere Zeitdehnungen ließen sich die Wasserspiegelgefälle und damit die Tideströmungen nicht mehr naturähnlich reproduzieren.

YALIN [6] gibt auch Kriterien an, die bei der geometrisch ähnlichen Nachbildung von Dünen in einem Modell zu beachten sind. Diese Kriterien sind in Bild 7 für verschiedene von der Bundesanstalt für Wasserbau betriebene Ästuarmodelle mit dem beweglichen Sohlmaterial "Polystyrol" mit einem mittleren Korndurchmesser von angenähert $d = 2$ mm, für Natursand von $d = 0,2$ mm und $d = 0,4$ mm grafisch dargestellt. Im linken Teil der Grafik wird das Verhältnis Fr_*/Fr_{*cr} zu Re_* erläutert. Fr_{*cr} ist hierin die FROUDE-Zahl des Kornes bei Beginn der Bewegung. Der Bereich Riffel und Dünen (dunkel schraffiert) sollte vermieden werden, d.h. für das Modell muß $Re_* > 25$ sein. Im rechten Teil der Grafik wird das Verhältnis der relativen Rauigkeit h/d_{50} zu Re_* beschrieben. Der schraffierte Bereich ist hier ebenfalls zu vermeiden, so daß für das Modell $Re_* > 25$ sein muß.

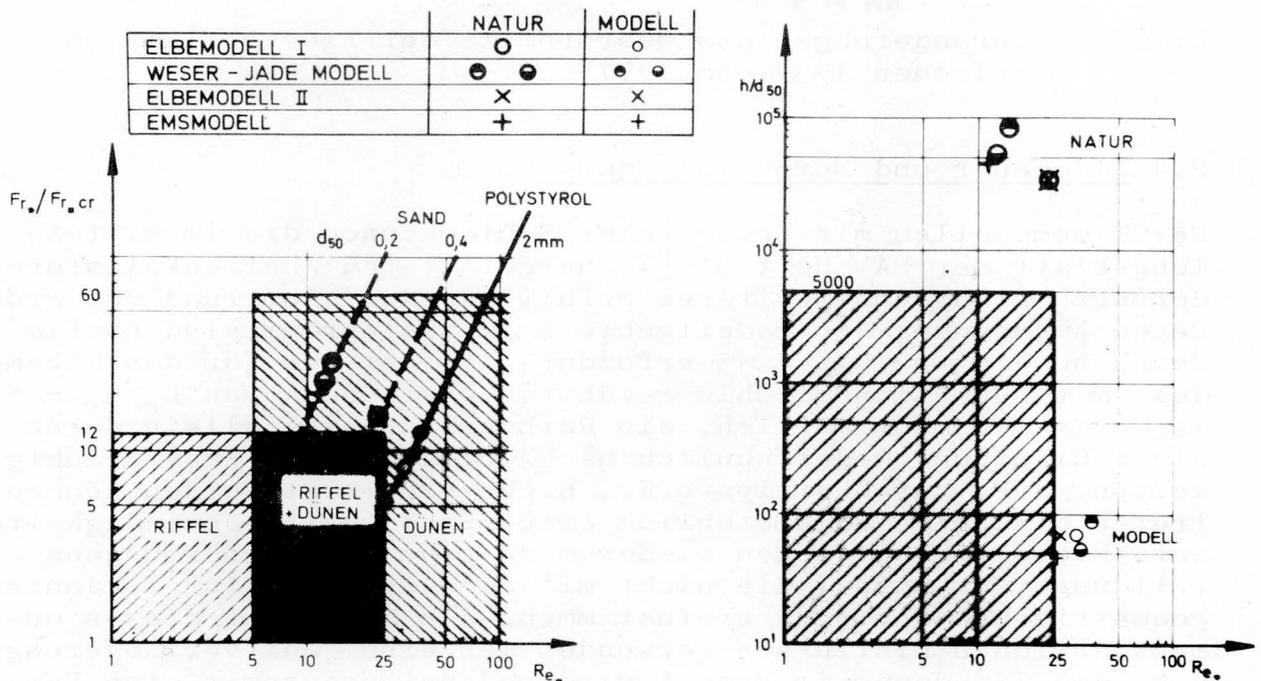


Bild 7: YALIN's Kriterien über die geometrisch ähnliche Nachbildung von Sohlformen in einem Modell mit beweglicher Sohle [6]

Die Dauer einer Einzeltide in der Natur (T_n) beträgt 12 h, 25 min = 745 min. Nach dem Ähnlichkeitsgesetz von FROUDE müßte im Modell die Dauer einer Einzeltide in einer Zeit von

$$T_m = T_n / (L_r / \sqrt{H_r}) = 745 / (800 / \sqrt{100}) = 9,31 \text{ min} \quad (5)$$

ablaufen, die jedoch aufgrund der empirisch gefundenen Zeitverlängerung im Elbemodell mit dem Faktor $\alpha = 1,4$ auf 13,03 min verlängert wird. Die im Modell bei verlängerter Tidedauer ge-

messenen Geschwindigkeiten können mit Hilfe von Gl. 4 wieder auf Naturwerte umgerechnet werden. Für die Durchflüsse gilt entsprechendes.

$$v_n = v_m (\alpha \cdot H_r^{1/2}); Q_n = Q_m (\alpha \cdot L_r \cdot H_r^{3/2}) \quad (6)$$

Der sogenannte "morphologische Zeitmaßstab" beschreibt das Übertragungsverhältnis und die zeitliche Zuordnung von Transportvorgängen in Tidemodellen auf die Natur, d.h. er gibt an, nach welchem Zeitmaßstab Verformungsvorgänge der Sohle im Modell auf die Natur umgerechnet werden können. Hierbei ist man weitgehend auf das Experiment angewiesen. Aufgrund von Vergleichen zwischen morphologischen Veränderungen in bestimmten Zeiträumen (1910 - 1970) in der Elbe und den dafür erforderlichen Versuchszeiten im Modell ergab sich z.B. eine Übertragungszahl von 705, d.h. ein "Modelljahr" dauert etwa einen halben Tag.

Ein Modell muß ausreichend lange mit den vorgegebenen Strömungsbedingungen betrieben werden, um sicherzustellen, daß sich im Modell ein morphologischer Beharrungszustand eingependelt hat. Für das Elbmodell zeigte sich dieser Zustand etwa nach einer Laufzeit von 15 Jahren (rund 186 Stunden Betrieb im Modell). Dies macht entsprechend lange Versuchszeiten erforderlich und limitiert die mögliche Zahl von Versuchen.

Besondere Untersuchungen für die zeitabhängige morphologische Entwicklung im Modell werden in Bild 8 gezeigt. Nach 5 Jahren Laufzeit (LZ umgerechnet auf Naturgrößen) wird mit der empirisch entwickelten Gleichung

$$ME = 40,55 \cdot LZ^{1/3} \quad (7)$$

eine morphologische Entwicklung ME von 69,34 % festgestellt. Die Sohlumlagerungen sind demnach bereits in der ersten Laufphase sehr ausgeprägt.

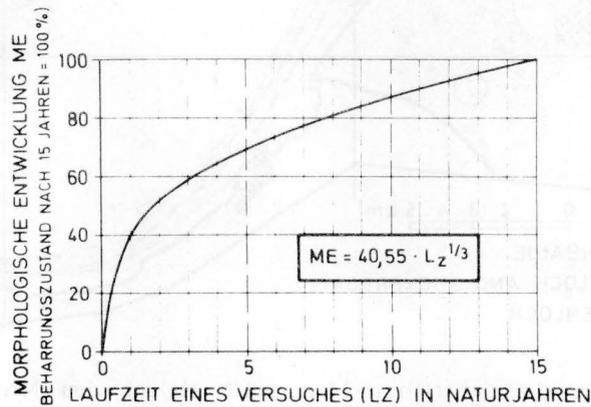


Bild 8: Morphologische Entwicklung im Modell in Beziehung zur Versuchsdauer (62 Stunden im Modell $\hat{=}$ 5 Jahre in der Natur)

Nach 10 Jahren Versuchsdauer wächst ME auf 87,36 % an und erreicht nach 15 Jahren einen Beharrungszustand, der mit ME = 100 % beschrieben wird.

Da nach 10 Jahren Versuchsdauer bereits angenähert 90 % der morphologischen Umformungen verzeichnet werden, genügt in vielen Fällen diese Zeit, um z.B. ausreichende Aussagen über bestimmte Bauzustände machen zu können.

2.5 Prielentwicklungen in den Wattgebieten

Zum Nachweis der Naturähnlichkeit zwischen Modell und Natur wurde weiterhin untersucht, ob sich die von RENGGER und PARTENSCKY [9] für die Natur gefundenen Stabilitätskriterien von Wattflächen auch in einem Modell mit beweglicher Sohle reproduzieren lassen. Dazu sind einige Bemerkungen über das von den genannten Autoren entwickelte Verfahren erforderlich.

Das Wateinzugsgebiet und dessen vertikale morphologische Form wurden als grundlegende Größen betrachtet. Die Ebene des mittleren Tideniedrigwassers (MTnw) wird analog zu den Untersuchungen von O'BRIEN unter anderem als Bezugswert für die Bestimmung charakteristischer Durchflußquerschnitte gewählt. Zusätzliche Formgrößen sind die Volumen (V), Höhenschnitte, Querschnitte, Breiten und Tiefen. Die jeweilige Größe des Wateinzugsgebietes wurde im Modell aus stufenweise abgesenktem Wasserspiegel ermittelt. Die vertikale Veränderung des Volumens eines Wateinzugsgebietes (WE) wird besonders untersucht, um das Gesamtvolumen bestimmen zu können, oder in Verbindung mit Pegelaufzeichnungen das Tidevolumen in erster Annäherung zu finden. Die grundsätzliche Auswertearbeit kann wie folgt umrissen werden:

1. Festlegung bestimmter Wateinzugsgebiete (Bild 9, Örtlichkeiten in der Außenelbe für die Modelluntersuchungen)

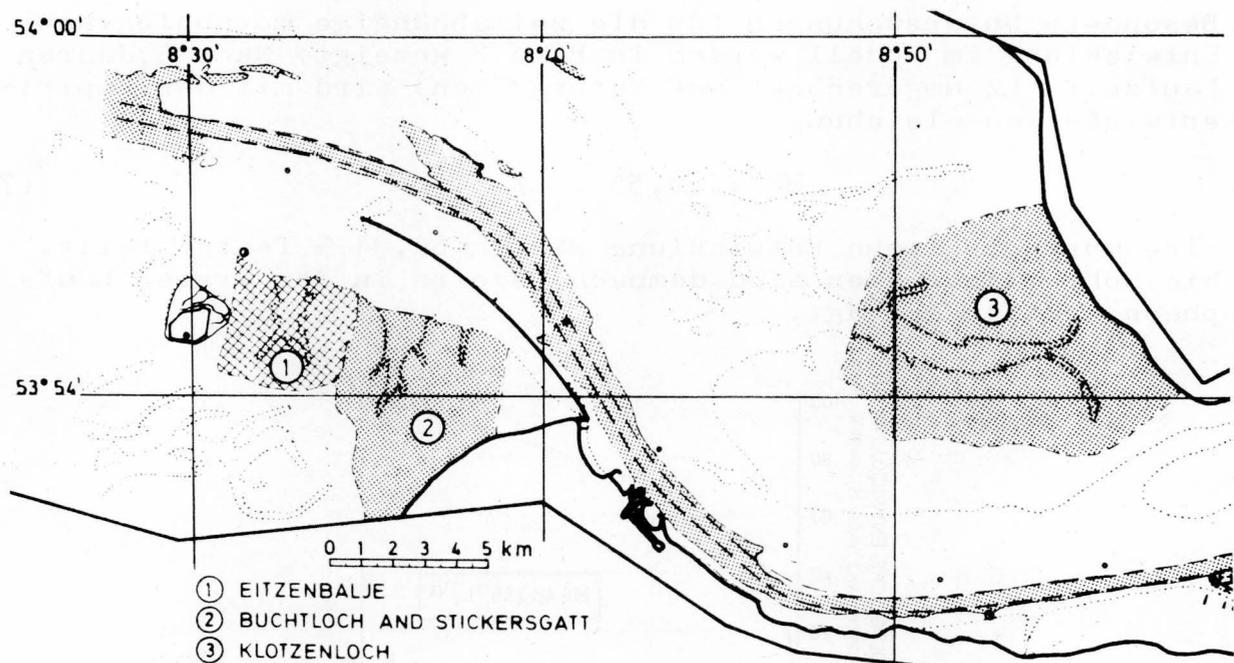


Bild 9: Lageplan der Außenelbe mit drei im Modell untersuchten Wateinzugsgebieten

2. Planimetrische Ermittlung der Niveauflächen, ihrer relativen Lage und ihrer vertikalen Verteilung ($0 = f(z^*)$, Bild 10a für drei Beispiele im Modell)
3. Ermittlung der zugeordneten Volumenfunktion in Form einer Summenkurve ($V = f(z^*)$, Bild 10b, für drei Beispiele im Modell)

4. Dimensionslose Darstellung der erwähnten Volumenfunktion als relative Funktion ($V/V_{MTnw} = f(z^*)$, Bild 10c, für drei Beispiele im Modell), die hier auf das Volumen bei mittlerem Niedrigwasser an der seeseitigen Begrenzung des Einzugsgebietes bezogen ist.
5. Beschreibung dieser Relativfunktion für die vertikale Volumenstruktur des gesamten Wateinzugsgebietes durch eine Ausgleichsfunktion, die hier in erster Näherung durch eine logarithmische Funktion für den Bereich zwischen mittlerem Niedrigwasser ($MTnw$, $z^* = 0$) und etwa mittlerem Hochwasser ($MThw$, $z^* \sim \text{Tidehub}$) ausgedrückt wird.

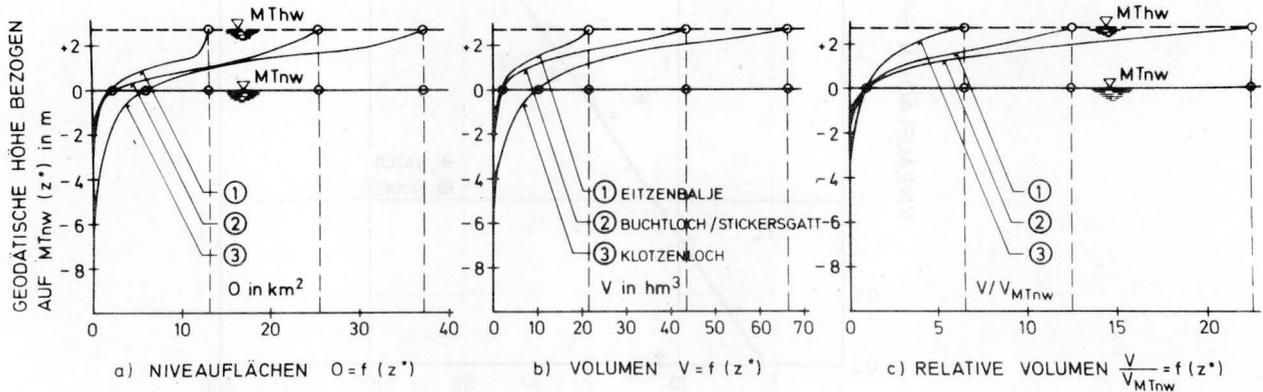


Bild 10: Charakteristische Niveauflächen- und Volumenverteilung der Wateinzugsgebiete (bezogen auf die Höhe $MTnw$ an der seeseitigen Begrenzung)

In [9] wurden 22 Wateinzugsgebiete an der deutschen Nordseeküste zwischen 6 und 200 km² untersucht. Dabei ergab sich folgendes: Die Fläche eines Wateinzugsgebietes (WE) wurde als erste kennzeichnende Größe gewählt. Die Gesetzmäßigkeit der Niveauflächenverteilung von untersuchten Wateinzugsgebieten wird durch das Beispiel der Niveaufläche bei mittlerem Tideniedrigwasser ($OMTnw$) in Bild 11 erläutert. Sie ergibt sich als Funktion der Größe des Wateinzugsgebietes (WE) zu

$$O_{MTnw} = 2,5 \cdot 10^{-2} \cdot WE^{3/2} = f(WE) \quad (8)$$

wobei (O) und (WE) in km² einzusetzen sind. Für andere Niveauflächen läßt sich eine ähnliche Beziehung formulieren.

Mit den festgelegten Höhenschnitten durch ein Wateinzugsgebiet kann näherungsweise das Volumen für jede Höhenlinie berechnet und hieraus eine Sinuskurve ($V = f(z^*)$) dargestellt werden. Charakteristische Vertikalverteilungen des Volumens wurden bereits in Bild 10b vorgestellt. Die relative Darstellung mit Bezug auf das Volumen (V_{MTnw}) bei mittlerem Tideniedrigwasser, wie es in Bild 10c aufgetragen wurde, kann durch eine Funktion

$$z^* = \log \bar{a} (V/V_{MTnw}) \quad (9)$$

näherungsweise zwischen mittlerem Tideniedrigwasser ($MTnw$) an der seeseitigen Begrenzung des Wateinzugsgebietes ($z^* = 0$) und

etwa mittlerem Tidehochwasser (MThw) beschrieben werden, \bar{a} = Parameter der logarithmischen Ausgleichsfunktion.

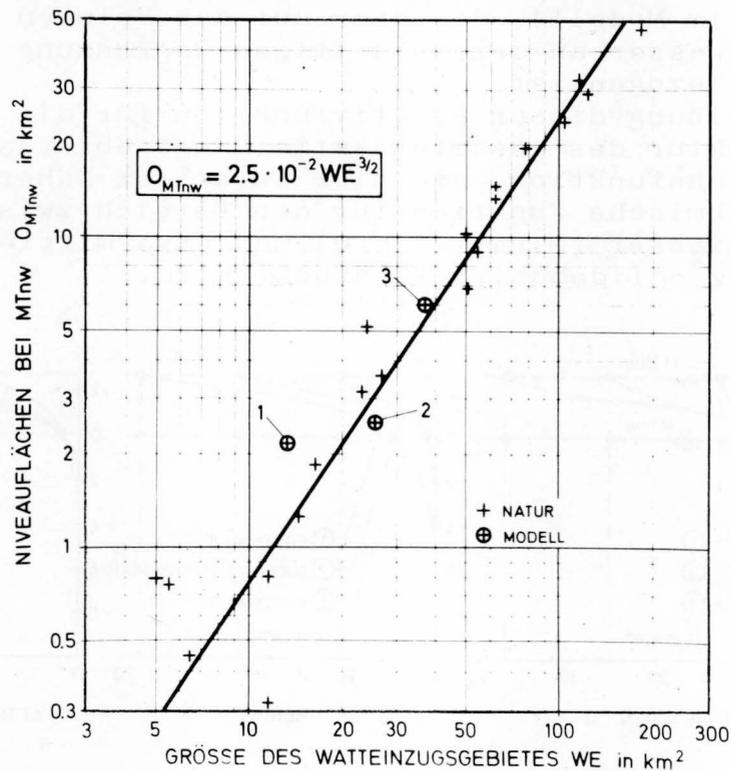


Bild 11: Niveauflächen (O_{MTnw}) für das Bezugsniveau MTnw in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (WE)

Für die Darstellung der vertikalen Volumenverteilung zwischen mittlerem Tideniedrigwasser und mittlerem Tidehochwasser in der folgenden Form

$$V = V_{MTnw} (\bar{a})^{z^*} = f(z^*, V_{MTnw}, \bar{a}) \quad (10)$$

müssen die Parameter V_{MTnw} und \bar{a} näher bestimmt sein. Wie bei der Niveaufläche (O_{MTnw}) wurden für die untersuchten Beispiele beide Größen ebenfalls in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (WE) dargestellt. In Bild 12 wurden die Untersuchungsergebnisse für das Volumen des Wateinzugsgebietes bei mittlerem Tideniedrigwasser (MTnw), das dem Prielvolumen entspricht, durch eine Potenzfunktion

$$V_{MTnw} = 8 \cdot 10^{-3} WE^2 = f(WE) \quad (11)$$

ausgeglichen, wobei (V_{MTnw}) in hm^3 und (WE) in km^2 einzusetzen sind. Eine entsprechende Abhängigkeit von der Größe des Einzugsgebietes konnte für die Hilfsgröße (\bar{a}) in Bild 13 nachgewiesen werden:

$$\bar{a} = 5,1 WE^{-0,272} = f(WE) \quad (12)$$

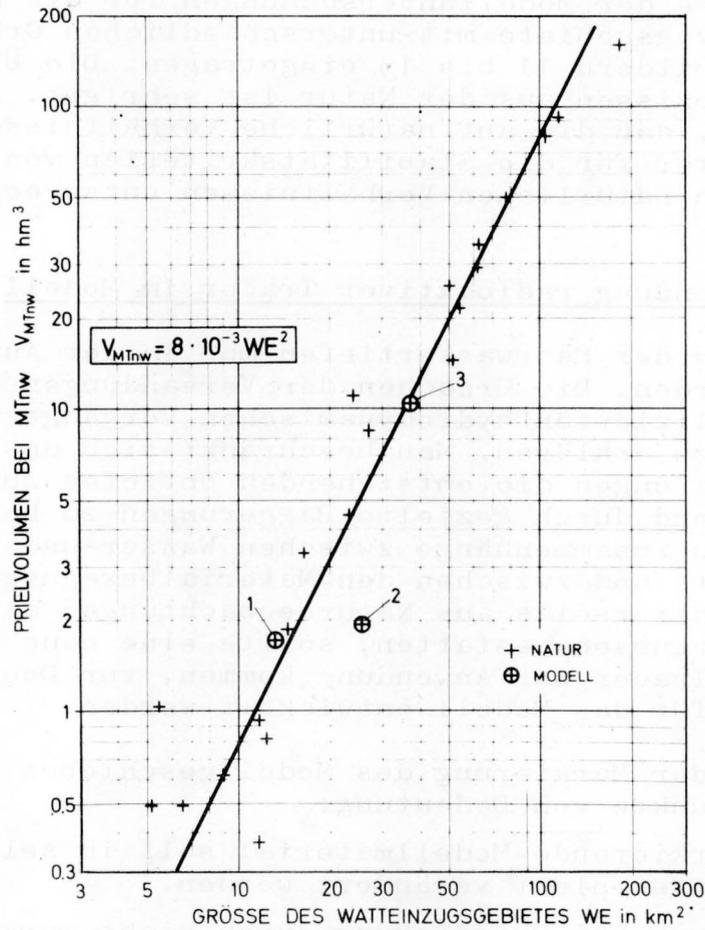


Bild 12: Prielvolumen (V_{MTnw}) bei MTnw bis zum seeseitigen Rand des Wateinzugsgebietes in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (WE)

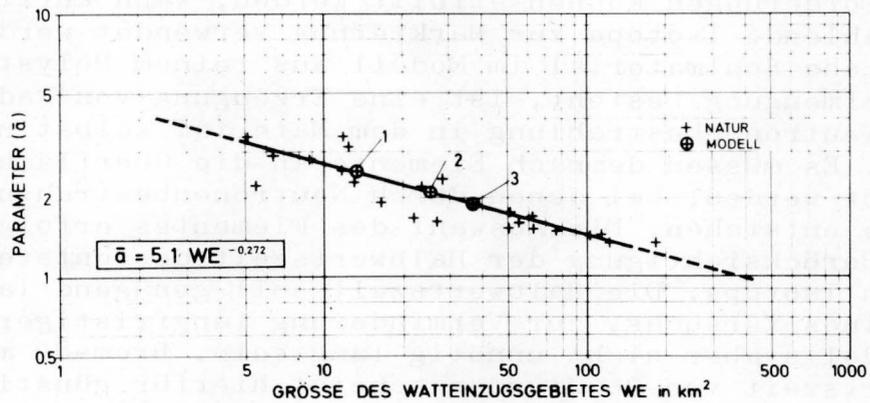


Bild 13: Hilfsgröße (\bar{a}) als dimensionsloser Parameter der logarithmischen Näherungsfunktion für das relative Volumen des Wateinzugsgebietes

Die Ergebnisse der Modelluntersuchungen für die ausgewählten drei Watteinzugsgebiete mit unterschiedlichen Größen (Bild 9) sind in den Bildern 11 bis 13 eingetragen. Die Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus der Natur ist sehr gut. Allgemein wird nachgewiesen, daß die auf natürliche Verhältnisse umgerechneten Modellparameter für die Stabilitätskriterien von Prielsystemen grundsätzlich natürlichen Verhältnissen entsprechen.

2.6 Die Verwendung radioaktiver Tracer im Modell

Zur Erhaltung der Fahrwassertiefen muß in der Außenelbe ständig gebaggert werden. Die Ursachen der Versandungen sind durch die äußerst komplizierten hydrodynamischen Vorgänge im Tidebereich nur bedingt zu erklären. Man beschränkt sich deshalb darauf, mit Hilfe von Peilungen die entstehenden Untiefen zu orten und diese anschließend durch gezielte Baggerungen zu beseitigen. Da die gesetzmäßigen Zusammenhänge zwischen Wasser- und Materialbewegungen einerseits und zwischen den Materialbewegungen und dem Bodenrelief andererseits aus Naturbeobachtungen allein kaum Analysen und Prognosen gestatten, sollte eine neue Methode, in der radioaktive Tracer zur Anwendung kommen, zur Deutung dieser Zusammenhänge für das Modell entwickelt werden.

Für die Art der Markierung des Modellgeschiebes sind u.a. folgende Gesichtspunkte von Bedeutung:

- a. Das zu markierende Modellmaterial soll in seinen spezifischen Eigenschaften nicht verändert werden.
- b. Es soll auch bei Überdeckung durch nicht markiertes Material noch zu erfassen sein.
- c. Damit mehrere Versuche zeitlich hintereinander im gleichen Geschiebematerial durchführbar sind, sollten die Markierungen nicht beständig sein.

Diese Forderungen können erfüllt werden, wenn kurzlebige γ -strahlende Isotope zur Markierung verwendet werden. Da das bewegliche Sohlmaterial im Modell aus reinem Polystyrol $(C_8 H_8)_n$ ohne Beimengung besteht, ist eine Erzeugung von Radionukleiden durch Neutronenbestrahlung in dem Material selbst nicht zu erwarten. Es müssen demnach Elemente an die Oberfläche der Körper gebracht werden, bei denen durch Neutronenbestrahlung radioaktive Isotope entstehen. Die Auswahl des Elementes erfolgte besonders unter Berücksichtigung der Halbwertszeit des entstehenden radioaktiven Isotops. Die Halbwertszeit soll genügend lang für den Ablauf eines Versuchs, zur Verminderung langfristiger Verseuchung des Modells aber nicht unnötig lang sein. Brom-82 mit einer Halbwertszeit von 36 Stunden scheint hierfür günstige Voraussetzungen zu bieten (Abklingkurve in Bild 14).

Br-82 sondert γ -Strahlen verschiedener Energie vorwiegend im Bereich 0,7 - 1,5 MeV aus. Voruntersuchungen ergaben, daß bei Ausnutzung der Freigrenze von $10 \mu Ci$ die Aktivität ausreichend ist, um ein einzelnes Geschiebekorn nach ca. 2 Halbwertszeiten noch nachzuweisen. Diese Meßempfindlichkeit ist für die Versuche ausreichend, so daß auf eine Umgangsgenehmigung und besondere Strahlenschutzmaßnahmen verzichtet werden konnte.

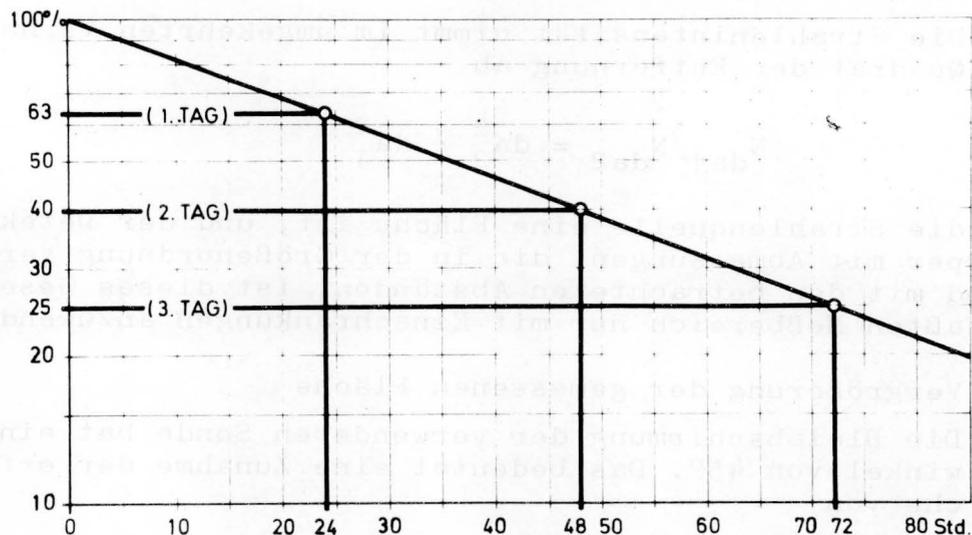


Bild 14: Abklingen von Br-82 mit der Halbwertszeit von 36 Stunden

Wird ein radioaktives Material durch darüberliegendes verdeckt, so wird der Maßstab durch folgende Effekte beeinflusst:

a) Absorption

Eine Schwächung der γ -Strahlung durch Materie, die von der Strahlung durchdrungen wird, erfolgt nach der e-Funktion

$$N_{da} = N_0 \cdot e^{-\mu da} \quad (13)$$

Darin ist N_{da} die Zahl der noch intakten Kerne, bezogen auf $da =$ Schichtdicke des Absorbers (in cm), μ ist der Absorptionskoeffizient (cm^{-1}) und N_0 ist die Ausgangsintensität ohne Absorber.

In Bild 15 sind die Absorptionskurven für Wasser und Blei (Abschirmung der Meßsonde) eingezeichnet. Da das als Geschiebematerial verwendete Polystyrol eine Dichte von $1,05 \text{ g/cm}^3$ hat, gilt angenähert die Absorptionskurve für Wasser.

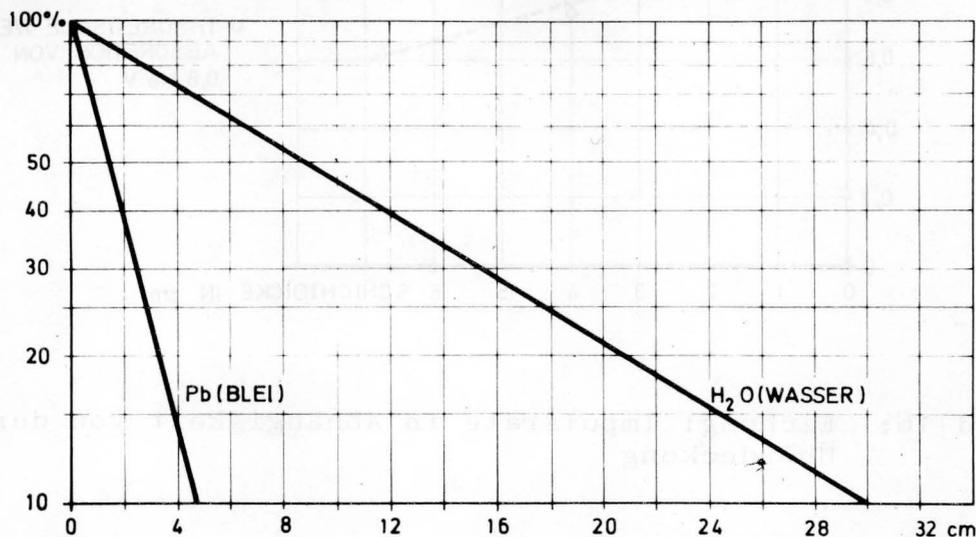


Bild 15: Schwächung von 0,8 MeV-Strahlung in Wasser und Blei

b) Vergrößerung des Abstandes

Die Strahlenintensität nimmt im umgekehrten Verhältnis zum Quadrat der Entfernung ab

$$N_{da1}/N_{da2} = da_2^2 / da_1^2 \quad (14)$$

Da die Strahlenquelle eine Fläche ist, und der Detektor ein Körper mit Abmessungen, die in der Größenordnung vergleichbar sind mit den betrachteten Abständen, ist dieses Gesetz für den erfaßten Meßbereich nur mit Einschränkungen anzuwenden.

c) Vergrößerung der gemessenen Fläche

Die Bleiabschirmung der verwendeten Sonde hat einen Öffnungswinkel von 45° . Das bedeutet eine Zunahme der erfaßten Fläche von

$$F_2 - F_1 = \pi \cdot da (2r + da) \quad (15)$$

bei Vergrößerung des Abstandes von der Sonde um den Wert da . Hierin ist r der Radius des Detektors.

Wegen der Vielfältigkeit der Einflüsse mußte die Abhängigkeit des Meßwertes von der Vergrabungstiefe durch eine Eichung ermittelt werden. Dazu wurde eine Platte mit gleichmäßiger Aktivitätsverteilung hergestellt, indem die verwendeten radioaktiven Geschiebekörner in Form eines Rasters $1 \text{ cm} \times 1 \text{ cm}$ auf ein Blech aufgeklebt wurden. In Stufen von 1 cm wurde inaktives Geschiebematerial darüber geschichtet und jeweils die Strahlung bei aufgesetzter Sonde gemessen. Wie bei der Versuchsausführung war darüber eine etwa 10 cm hohe Wasserschicht. Bei einer Schichtdicke von 4 cm wurde die Strahlung um etwa 25% geschwächt (siehe Bild 16).

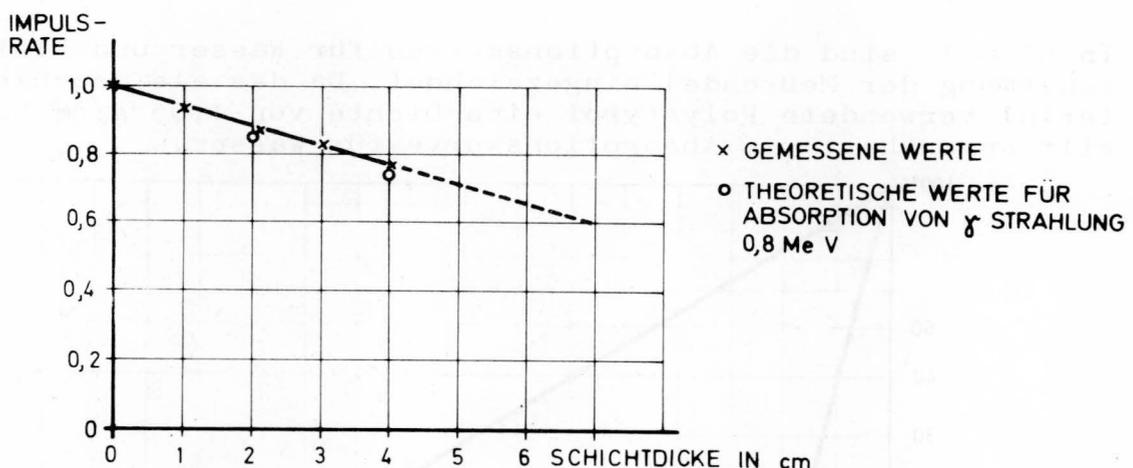


Bild 16: Eichung: Impulsrate in Abhängigkeit von der Überdeckung

Berechnet man die Schwächung einer γ -Strahlung von 0,8 MeV, so liegen die Werte fast auf der gefundenen Eichkurve. Daraus folgt, daß die beiden Effekte b und c (Änderung der Geometrie bei Veränderung des Abstandes) vernachlässigbar klein sind oder sich gegenseitig kompensieren. Näherungsweise wurden die Faktoren für den Übergang von Schichtdicke 0 auf 2 cm berechnet. Für den Effekt b wurde der Faktor 0,49 und für den Effekt c der Faktor 1,96 gefunden. Das Produkt 0,96 liegt nahe an 1, beide Effekte heben sich also weitgehend auf.

Das Markieren der Polystyrolkörner mit Brom erfolgt durch Erhitzen in essigsaurer Lösung mit elementarem Brom, ca. 2 mg Br auf 1 g Polystyrol. Zum Aktivieren werden jeweils 25 g des Materials 21 Sekunden im Kernreaktor Geesthacht mit Neutronen ($2,5 \cdot 10^{13}/s \cdot cm^2$) bestrahlt. In den folgenden drei Tagen wurde das Material zum Abklingen von entstandenen kurzlebigen Isotopen (Br-80, Br-82 m) gelagert. Zum Einbringen in das Modell werden die vorgesehenen Mengen in Tüten aus wasserlöslichen Plastikfolien (Polyvinylalkohol) gefüllt und unter Wasser auf die Sohle gebracht. Um eine gleichmäßig definierte Verteilung an der Einbringestelle zu erhalten, wurde das einzubringende Material auf ein 10 x 10 cm großes Maschendrahtstück verteilt, das beim Eintauchen als Beschwerung oben liegt und nach Auflösung der Folie entfernt wird.

Zum Nachweis der radioaktiv gekennzeichneten Geschiebekörner dient eine Szintillationssonde mit einem NaJ-Kristall ϕ 20 x 30 mm (Skizze in Bild 17). Für die Größe und Ausführung der Abschirmung war maßgebend, daß ein Bereich mit ca. 10 cm Durchmesser erfaßt wird, wenn die Sonde auf die Sohle aufgesetzt wird.

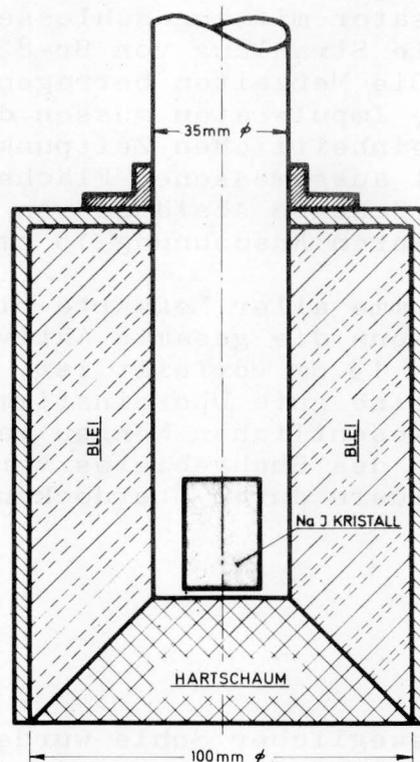


Bild 17: Die Berthold-Sonde zur Auffindung radioaktiver Tracer im Modell

Durch das direkte Aufsetzen auf den Boden werden Einflüsse durch unterschiedliche Geometrie und Absorption bei wechselnden Wassertiefen vermieden. Diese Faktoren würden ein kontinuierliches Messen in Profilen über dem Wasserspiegel sehr erschweren. Das Volumen zwischen Szintillationszähler und vorderer Öffnung der Bleibleuchte wurde mit Hartschaumstoff ausgefüllt, um Absorptionsverluste zu reduzieren. Die Sonde wird zum Positionswechsel im Modell mittels eines verfahrbaren Gestänges und Kette bewegt (Bild 18).

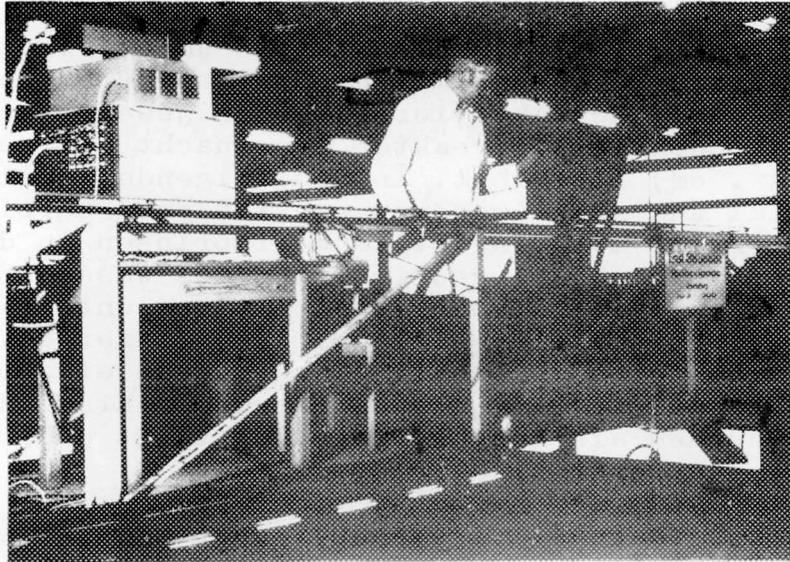


Bild 18: Meßeinrichtung und verfahrbarer Szintillationszähler

Zur Eichung der Sonde wurden markierte Körner in gleichmäßiger Verteilung (1 cm x 1 cm) auf eine Platte geklebt und gemessen. Die Registrierung der gemessenen Gamma-Strahlen erfolgt über einen Vielkanalanalysator mit angeschlossenen Drucker. Der Energiebereich, in den die Strahlung von Br-82 fällt, wird integriert ausgedruckt. Die Meßzeiten betragen je nach Impulsrate 2 oder 4 Minuten. Die Impulsraten müssen der Halbwertszeit entsprechend auf einen einheitlichen Zeitpunkt korrigiert angegeben werden. Die im Modell ausgemessenen Flächen hatten quer zur Richtung der Hauptströmungen Abstände von 10 cm und längs derselben wegen der größeren Ausdehnung 15 cm.

Beim Vergleich der Summe aller Meßwerte mit einem Wert, der sich rechnerisch ergibt, wenn die gesamte Aktivität gleichmäßig auf einer Fläche von 10 x 15 cm verteilt ist, wurde bei den Untersuchungen allgemein eine gute Übereinstimmung festgestellt. Dies bedeutet, daß keine wesentlichen Mengen markiertes Geschiebe außerhalb der Grenzen des Suchgebietes verfrachtet sind und auch keine großen Zählverluste durch Überdeckung entstanden sein können.

3 Fallstudien

3.1 Allgemeines

Das Elbmodell mit beweglicher Sohle wurde in einer geschlossenen, heizbaren Halle mit den Abmessungen 112 x 40 m aufgebaut, um große Schwankungen in der Wassertemperatur auszuschließen (siehe Bild 19). Zur Ermittlung von Regimeänderungen durch bau-

liche Maßnahmen ist es zweckmäßig, das gesamte Ästuar bis zur Tidegrenze nachzubilden. Der obere Flußabschnitt weist einige künstliche Krümmungen auf, die zur Unterbringung des Modells in der Versuchshalle notwendig waren. Dieser Bereich, der in fester Sohle nachgebildet ist, hat jedoch nur sekundäre Bedeutung. Das Schwergewicht der Untersuchungen liegt in dem unteren Abschnitt, dessen Bereich geometrisch ähnlich gestaltet und mit einer beweglichen Sohle ausgestattet ist.

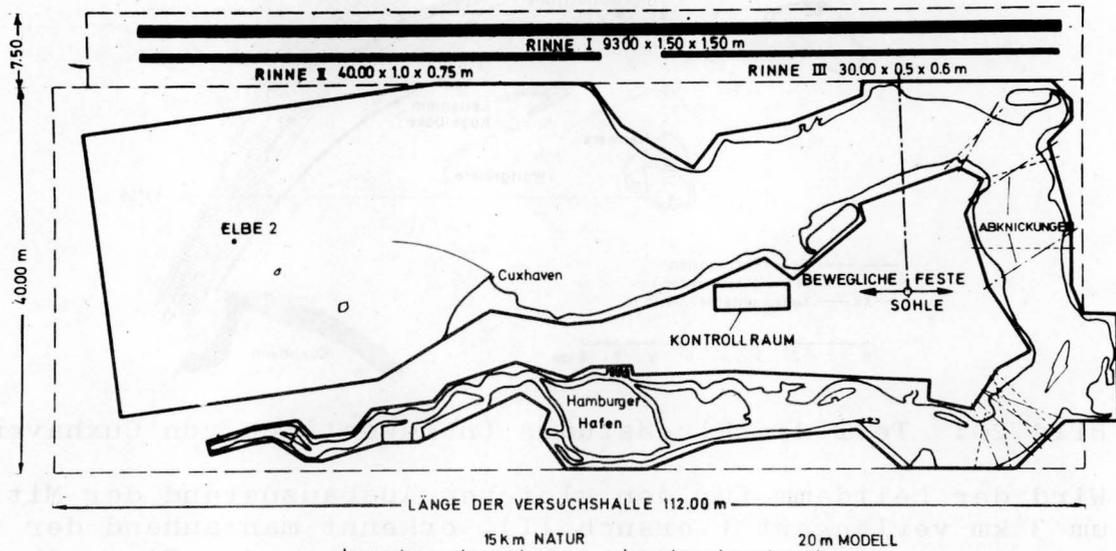


Bild 19: Das Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle in der großen Versuchshalle der BAW in Hamburg-Rissen

Nach der Überprüfung der Modellkriterien und der Festlegung verschiedener Parameter bezüglich des Feststofftransportes sind in den Jahren 1971 - 1978 zahlreiche Untersuchungen im Modell ausgeführt worden, über die in Form von Fallstudien nachstehend berichtet wird.

3.2 Versuche für den Leitdamm Kugelbake

Vor der letzten Vertiefung des Fahrwassers auf 13,5 m unter MTnw und gleichzeitiger Verbreiterung der Fahrrinne im Seeteil, benutzten die ausgehenden und einkommenden Schiffe zwei Fahrinnen, die Mittelrinne und die Norderrinne (Bild 20). Die in den vergangenen Jahrzehnten natürlich entstandene und genutzte Zweiteilung des Schifffahrtsweges führte zu instabilen Verhältnissen der Fahrwassertiefen infolge häufig wechselnder Flut- und Ebbeströmungsrichtungen während der Tidefolgen. Nach der 1968 erfolgten Fertigstellung eines 9,25 km langen Leitdammes im Seebereich trat eine gewisse Stabilisierung ein, jedoch waren die Tiefenverhältnisse weithin ungenügend. Ein neuer Entwurf für die Erweiterung der Mittelrinne von bisher 350 m Breite auf 500 m Breite wurde zusätzlich mit einer Verlängerung des Leitdammes (um etwa 3 km) gekoppelt. Es wurde zunächst nur die neue erweiterte und für eine Fahrwassertiefe von 12 m unter Karten-Null (MTnw) ausgebaute Mittelrinne im Modell mit der bestehenden Leitdammlänge eingebaut. Die Laufzeit im Modell betrug 186 Stunden, das entspricht in der Natur einem Zeitabschnitt von 15 Jahren. Die am Ende dieser Zeit innerhalb des neu ausgebagerten Schifffahrtsskanals gemessenen Eintreibungen wurden auf

Jahresmengen umgerechnet und durch eine Prozentzahl spezifiziert (Versuch I = 100 %).

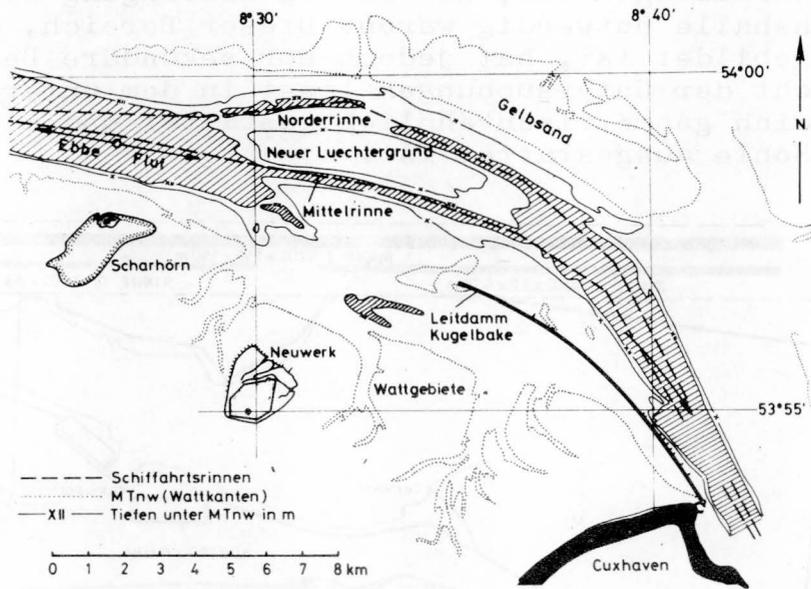


Bild 20: Teil des Elbeästuars (nordwestlich von Cuxhaven, 1969)

Wird der Leitdamm für den gleichen Ausbauzustand der Mittelrinne um 3 km verlängert (Versuch II), erkennt man anhand der in Bild 21 eingetragenen örtlichen Verteilung der Eintreibungen eine erhebliche Minderung des Volumens, das im Vergleich mit Versuch I nur noch 56 % ausmacht. Andere Formen der Verlängerung, geringere Längen bzw. Abknickungen, waren weniger günstig.

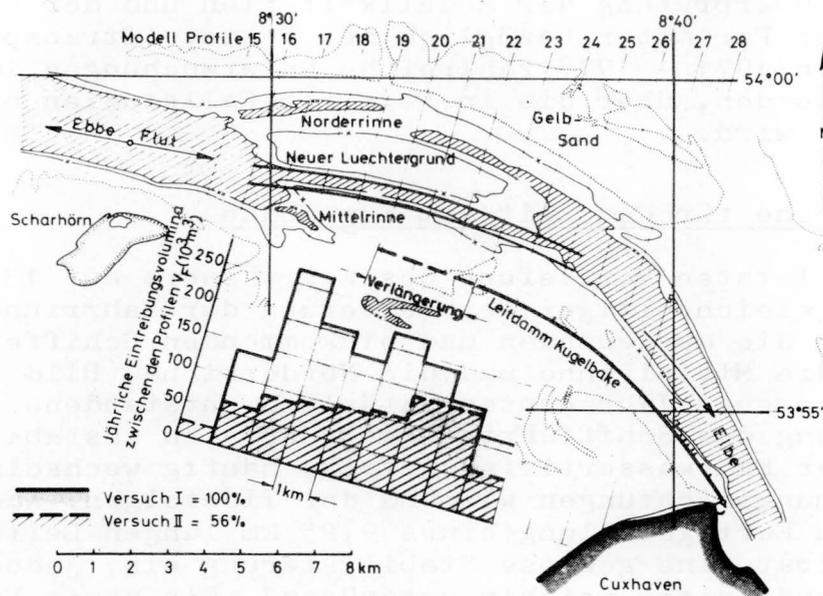


Bild 21: Versuchsergebnisse der gemessenen Eintreibungen in die neue Mittelrinne in Bezug zur tangentialen Verlängerung des Leitdammes

Bei Versuch I, mit der bestehenden Länge des Leitdammes, wurden Eintreibungen in die Mittelrinne von 1,475 hm³ pro Jahr gemessen (Modellvolumen mit den Modellmaßstäben multipliziert und durch die Anzahl der Versuchsjahre dividiert). Der Kanal hatte hier-

bei einer Breite von 500 m.

Als Vergleichsmöglichkeit mit den Naturverhältnissen können die in Bild 22 dargestellten Baggermengen über einen Zeitraum von 8 Jahren herangezogen werden. Nach Angaben für die Natur wurde eine mittlere Baggerung von $1,05 \text{ hm}^3$ pro Jahr (1962 - 1969) für eine mittlere Fahrwasserbreite von 350 m berechnet. Mit einem Erweiterungsfaktor von $500/350 = 1,43$ wächst dieses Volumen auf $1,50 \text{ hm}^3$ an und zeigt damit eine überraschend gute Übereinstimmung mit der im Modell gemessenen und auf Naturwerte umgerechneten Menge. Für die Beurteilung verschiedener Varianten werden aber zweckmäßigerweise nur die relativen Ergebnisse aus den Modellvarianten untereinander benutzt. Die Versuche haben deutlich gezeigt, daß eine Möglichkeit besteht, die Baggerungen in der Mittelrinne zu vermindern, wenn der Leitdamm nach Form II verlängert wird.

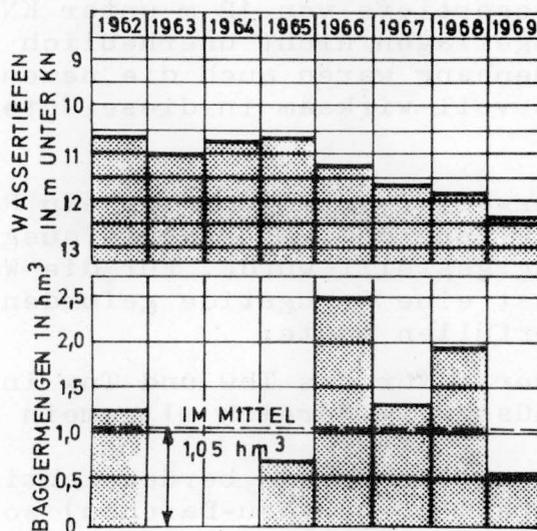


Bild 22: Entwicklungen der mittleren Wassertiefe im Bereich der Mittelrinne in Bezug zu den Baggerungen in der Natur

3.3 Der 13,5 m-Ausbau des Elbefahrwassers

Anfang der 70er Jahre forderte die Freie und Hansestadt Hamburg die baldmögliche Vertiefung des Elbe-Fahrwassers durchgehend von der See nach Hamburg von derzeit 12,0 m auf 13,5 m unter Karten-Null. Mit dieser Maßnahme sollte den größer gewordenen Regelschiffen für den Massengut- und Containerverkehr das tideunabhängige Anlaufen des Hamburger Hafens ermöglicht werden. Die Fahrrinne sollte dabei gleichzeitig von 200 m bei Hamburg zunehmend bis auf 500 m im Bereich der Mittelrinne (Außenelbe) verbreitert werden.

Für das vor Baubeginn notwendige Planfeststellungsverfahren sollten durch Modellversuche die zu erwartenden Auswirkungen der geplanten Vertiefung und hierbei besonders die Veränderung der Wasserstände ermittelt werden.

Für diese Untersuchungen wurde das Elbemodell mit beweglicher Sohle benutzt, das nach den erforderlichen Umbauarbeiten kurzfristig zur Verfügung stand. Da vorwiegend Schwere- und Trägheitskräfte zu beachten waren, wurde das Modell auf der Grund-

lage des Ähnlichkeitsgesetzes von FROUDE gefahren. Die Dauer einer Einzeltide war demnach 9,31 Minuten im Modell.

Im Rahmen der möglichen Veränderungen der Wasserspiegellagen für mittlere Verhältnisse war zunächst der Einfluß wechselnder Oberwasserabflüsse nachzuweisen. Danach wurden Windstauverhältnisse, deren Ausgangswerte auf den Pegel Cuxhaven bezogen sind, in ihren Auswirkungen auf den Verlauf der Wasserstände untersucht und schließlich noch Scheitelwerte für das Thw bei außergewöhnlichen Sturmfluten gemessen, um die für den Hochwasserschutz wichtigen Deichhöhen zu überprüfen.

Für die höheren Windstautiden und Sturmfluten hatte die Lage neuer hochwasserfreier Eindeichungsgebiete (fertiggestellt, im Bau bzw. durch Planauslegung fixiert) teilweise zu erheblich veränderten Durchflußflächen geführt, die die bereits damals bei einer Fahrwassertiefe von 12 m unter KN zu erwartenden höheren Wasserspiegellagen nicht unerheblich beeinflusst haben. In diesem Zusammenhang waren auch die neuen Sperrwerke in den Nebenflüssen als voll wirksam in diese Untersuchungen mit einbezogen worden.

Für die neue Fahrwasservertiefung lag ein Rohentwurf vor, der von einer Sondergruppe der WSD Hamburg ausgearbeitet und der BAW zur Verfügung gestellt wurde. Für die Wasserstandsmessungen mußte zunächst eine Bezugstide gefunden werden, die folgende Bedingungen erfüllen mußte:

1. Die Scheitelwerte für das Thw und Tnw in Cuxhaven und damit der Tidehub müssen im Bereich allgemein gültiger Mittelwerte liegen.
2. Es soll eine gelaufene Tide berücksichtigt werden.
3. Der Oberwasserabfluß Q_0 (Neu-Darchau) soll etwa mittleren Verhältnissen entsprechen.
4. Die Tide muß eine Beziehung zur neuesten morphologischen Entwicklung haben (die Tiefenkarte der Elbe für das Jahr 1969 konnte zur Verfügung gestellt werden).

Die Tide vom 22.7.1969 entspricht angenähert diesen Forderungen. Die entsprechenden Zahlenwerte können in der Zahlentafel II nachgelesen werden. Zu Vergleichszwecken mit einem früheren Ausbauzustand (10,5 m unter KN) ist die Tide vom 27./28.2.1943 erwähnt. Die Tide vom 22.7.1969 ist mit dem entsprechenden Ausbauzustand im Modell nachgefahren worden, die Ergebnisse der Wasserstandsmessungen decken sich allgemein recht gut mit den Naturmessungen.

Anschließend wurde der neue Ausbauzustand im Modell eingebaut. Die Veränderungen der Wasserstände an den einzelnen Pegeln können ebenfalls aus der Zahlentafel bestimmt werden. Zur besseren Übersicht sind außerdem die in der Natur und im Modell gemessenen Werte in Bild 23 aufgetragen.

Welche Folgerungen ergeben sich aus der geplanten Vertiefung des Fahrwassers in einem Tideästuar, wenn man mittlere Wasserstandsverhältnisse zugrunde legt?

Lfd. Nr.	Pegel	Strom- km	Wasserspiegellagen in cm über NN -5,00 m									
			Natur Tide vom 27./28.2. 1943		Natur Tide vom 22.7. 1969		Modell mittlere Tide		Modell mittlere Tide		Natur Jahresmittel 1977	
			Thw	Tnw	Thw	Tnw	Thw	Tnw	Thw	Tnw	Thw	Tnw
1	Scharhörn	745,4	---	---	626	343	630	350	632	349	628	337
2	Cuxhaven	724,0	636	341	634	352	635	356	635	352	643	350
3	Otterndorf	713,6	637	357	636	359	636	363	635	359	644	358
4	Osteriff	704,1	---	---	631	370	635	367	636	368	637	360
5	Brunsbüttel	695,7	639	373	633	376	635	375	633	372	640	367
6	Brokdorf	684,2	643	378	632	380	635	379	633	370	641	369
7	Glückstadt	674,3	643	382	632	386	636	384	635	369	643	371
8	Stadersand	654,8	649	396	641	392	641	393	636	371	661	371
9	Schulau	641,0	658	414	648	398	645	397	642	380	671	371
10	St. Pauli	623,1	678	435	669	406	669	406	668	385	695	366
11	Harburg	615,0	---	---	679	405	675	415	671	390	702	369
12	Bunthaus	609,8	692	487	687	428	683	430	677	423	709	413
13	Zollenspieker	598,3	717	613	701	493	701	495	703	495	728	506
	Fahrwassertiefe		-10,5mKN		-12mKN		-12mKN		-13,5mKN		-13,5mKN	
	Oberwasserabfluß Q_0 in m^3/s		650		572		572		572		667	
	Signaturen			-----		—————		—————		—— —	

Zahlentafel II: Gemessene Wasserspiegellagen in der Natur und im Modell

Die Veränderung der Tide durch die erfolgte Eintiefung äußert sich dadurch, daß die Thw-Scheitelwerte nur sehr gering, aber die Tnw-Scheitelwerte in stärkerem Maße zwischen Brunsbüttel und Hamburg eine Absenkung aufweisen (Rasterflächen). Das entspricht sinngemäß den Vorgängen, die bei der Weserkorrektur beobachtet wurden und auf die Elbe bezogen, dem sinkenden Tnw bei St. Pauli durch einen verstärkten Baggereinsatz im Hamburger Bereich als Vorleistung auf die allgemeine Elbevertiefung. Durch diese Maßnahmen vergrößert sich auch zunehmend der Tidehub und damit die Flutwassermenge.

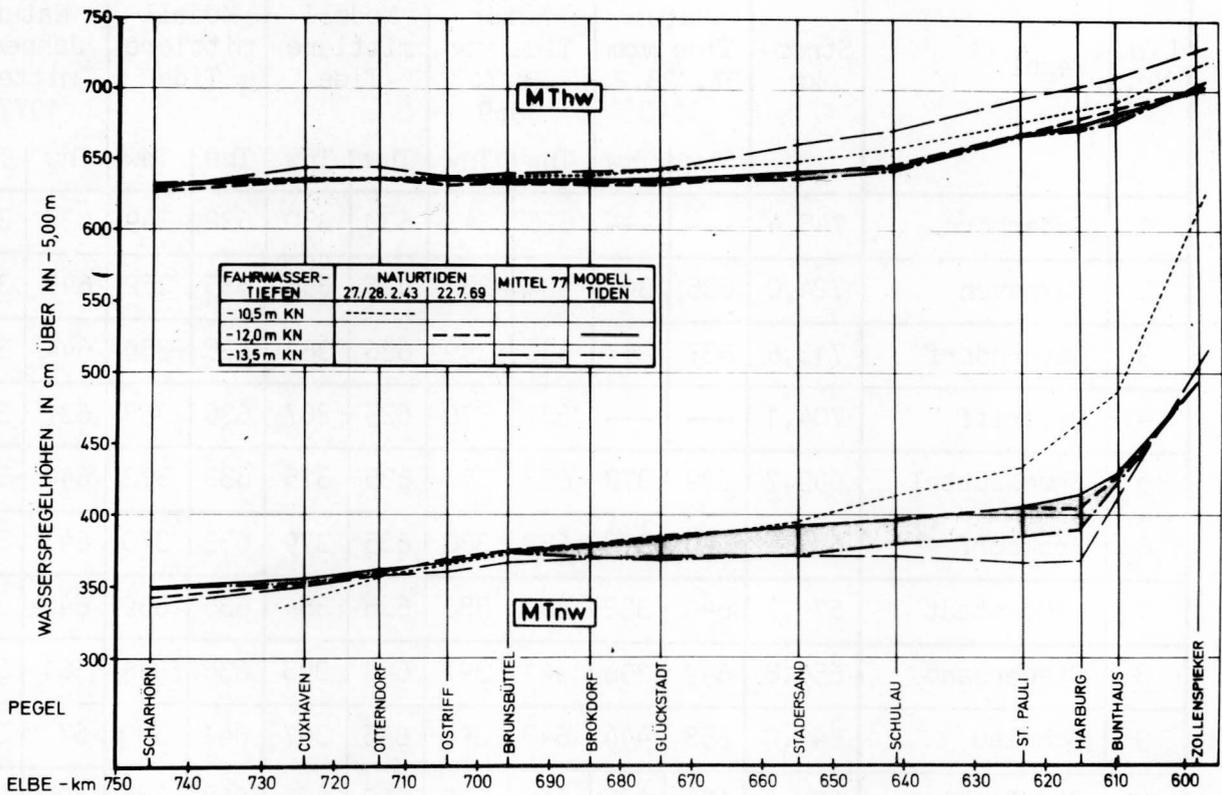


Bild 23: Wasserspiegellagen für mittlere Thw und Tnw in der Natur und im Modell in Abhängigkeit vom Ausbauzustand des Fahrwassers

Zur Ergänzung der im Modell gefundenen Tendenzen ist in der Zahlentafel II und in der grafischen Auftragung in Bild 23 das Jahresmittel 1977 für die Wasserstände eingetragen. Die im Modell gefundenen Tendenzen werden dadurch bestätigt. Das Tnw ist weiter abgesunken, das Thw zeigt eine Hebung. Eine genaue Übereinstimmung der Werte kann nicht erwartet werden, weil hier Jahresmittelwerte den aus einer einzelnen Tide gewonnenen Ergebnissen gegenübergestellt sind. Für die relativ höhere Lage des MThw ist der deutlich höhere Oberwasserabfluß des Jahres 1977 (MQ Darchau = 667 m³/s) zu erwähnen. Grundsätzlich ist festzuhalten, daß für eine geplante Vertiefung ein Teil der Wassertiefe durch die allgemeine Senkung des Tnw verlorenggeht.

3.4 Messung des Sedimenttransportes mit radioaktiven Tracern

Nach den im Kapitel 2.6 erwähnten Grundlagen für die Anwendung von Tracermessungen im Modell sind eine Reihe gezielter Untersuchungen zur Ermittlung von Transportvorgängen ausgeführt worden.

Allgemein werden hierfür im Modell Laufzeiten von 150 Tiden zugrundegelegt. Dies entspricht einer Zeit von 32,6 Stunden und somit etwa der Halbwertszeit des benutzten Leitstoffes Br-82 von 36 Stunden. Eine der grundlegenden Aufgaben war, im Elbeästuar geeignete Stellen zu finden, an denen aus der Fahrrinne gebaggertes Sohlmaterial wieder abgelagert werden kann, ohne daß die Gefahr besteht, daß das Material durch die Strömungen wieder an Stellen transportiert wird, wo es die Schifffahrt behindert:

Die im Modell gemessenen Ausbreitungen verklappten Materials in bestimmten für Verklappungen vorgesehenen Gebieten in der Außenelbe sind in Bild 24 eingetragen. Dargestellt sind die gemessenen Linien gleicher Strahlungsintensität nach der erwähnten Laufzeit von 150 Tiden im Modell.

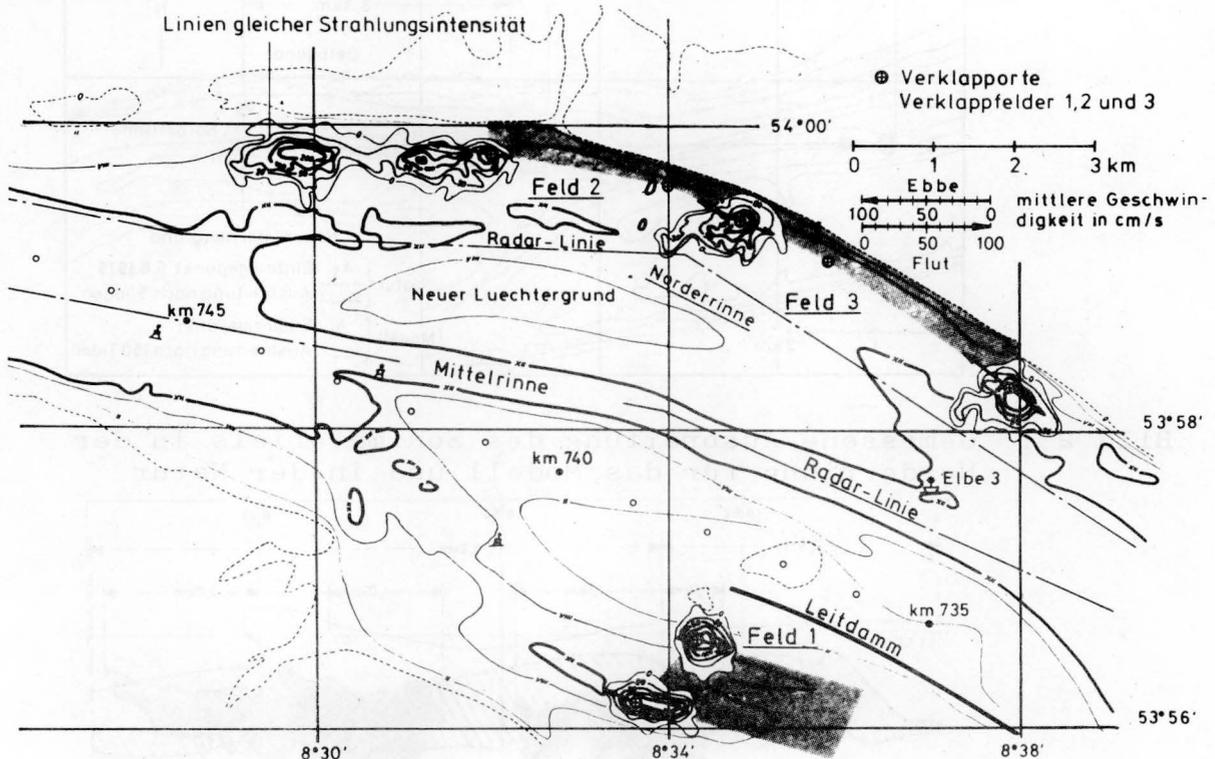


Bild 24: Die Ausbreitungen verklappten Materials in der Außenelbe (Modelluntersuchungen)

Vergleiche zwischen den Isotopenmessungen in dem hydraulischen Modell und entsprechenden Messungen in der Natur zeigen nach den Untersuchungen von ROHDE [14, 15] allgemein gute Übereinstimmung.

In der Natur wurde z.B. am westlichen Ende der Norderrinne (Bild 24) mit Scandium 46 markierter Sand eingebracht. Die Messungen der Ausbreitung erfolgte nach 36 Tagen mit einem auf einen Schlitten montierten Zählgerät, das von einem Schiff über Grund gezogen wird. Die Flächen, in denen markiertes Material gefunden wurde, sind in Bild 25 im Vergleich zu den Modellmessungen schraffiert dargestellt. Der Einbringepunkt A für das Modell liegt zwar 400 m nördlicher als der Einbringepunkt A für die Natur, die Ausbreitungstendenzen zeigen jedoch infolge der eindeutig vorherrschenden Ebbeströmung beide in diese Richtung. Die Übereinstimmung zwischen Modellmessung und Naturbeobachtung ist hier besonders stark ausgeprägt.

Eine weitere Vergleichsmessung wurde im Abschnitt stromab der Ostemündung in der Medemrinne (nördlich des Fahrwassers) ausgeführt. Im Bild 26 ist der Einbringepunkt für die Natur mit A₁ bezeichnet. Im Modell wurde in den Punkten A und B markiertes Modellgeschiebe verklappt. Alle Messungen zeigen einen überwiegenden Transport in Flutrichtung (nach Oberstrom). Grundsätzlich ist festzustellen, daß die Materialausbreitung in ähnlicher Form erfolgt, wobei der zeitlich schnellere Transport bei den Naturmessungen auftritt.

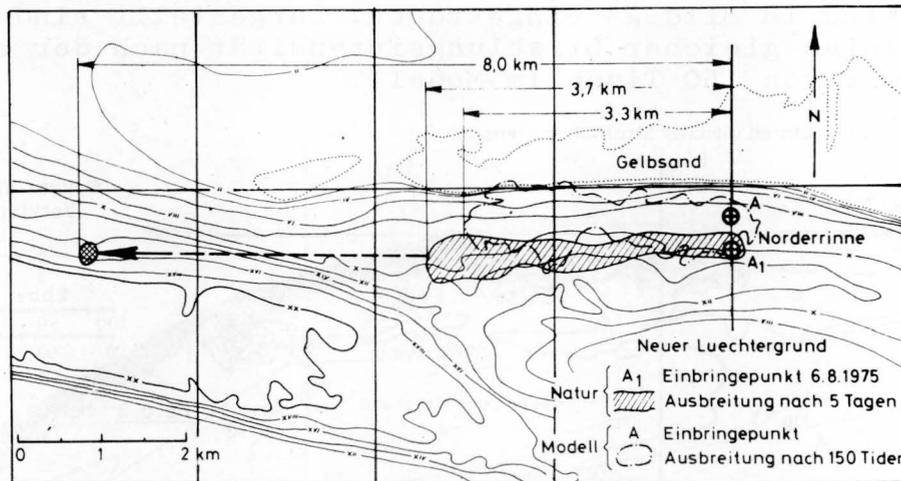


Bild 25: Gemessene Ausbreitung des Sohlmaterials in der Norderrinne für das Modell und in der Natur

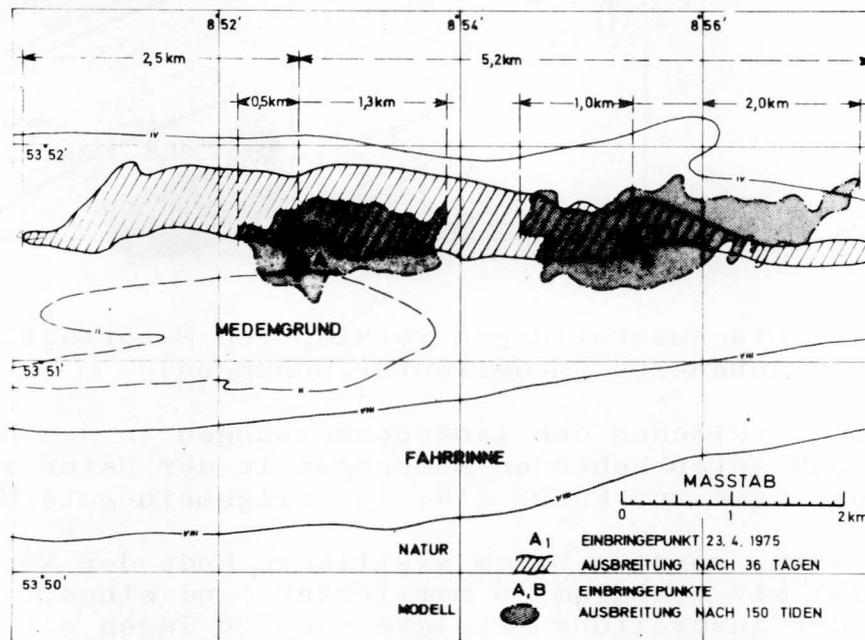


Bild 26: Gemessene Ausbreitung des Sohlmaterials in der Medemrinne für das Modell und in der Natur

Die Sedimentverfrachtungen sind besonders im Medembereich (zwischen Cuxhaven und der Ostemündung) durch die Stromspaltung um den Medemgrund äußerst unübersichtlich. Voraussagen über das Transportgeschehen nur mit Hilfe gemessener hydraulischer Parameter sind allgemein ohne Erfolgchancen, weil die unregelmäßige Sohltopographie in einem Ästuar einen großen Einfluß hat. Bei den Untersuchungen des Materialtransportes mit Hilfe radioaktiver Tracer, die in diesem Gebiet im Modell ausgeführt wurden und deren Ergebnisse in Bild 27 eingetragen sind, zeigen einige Punkte einen nur in eine Richtung weisenden Transport (Meßpunkte 7 und 15). Die ebenfalls gemessenen hydraulischen Parameter waren jedoch in beiden Tidephasen nahezu gleich. Als Erklärung können folgende Fakten genannt werden: Der Sedimenttransport ist auf dem Rücken eines langen Luvhanges wesentlich intensiver als in entgegengesetzter Richtung, wenn die Strömung zur Leeseite des

Hanges gerichtet ist. Eine weitere Beobachtung wurde im Bereich der trichterförmigen Einschnürung gemacht. In Richtung der Kontraktion ist die Transportweite größer als in der entgegengesetzten Erweiterungsstrecke und dies, obgleich die Fließgeschwindigkeiten auch in diesem Fall nur unwesentlich voneinander abweichen.

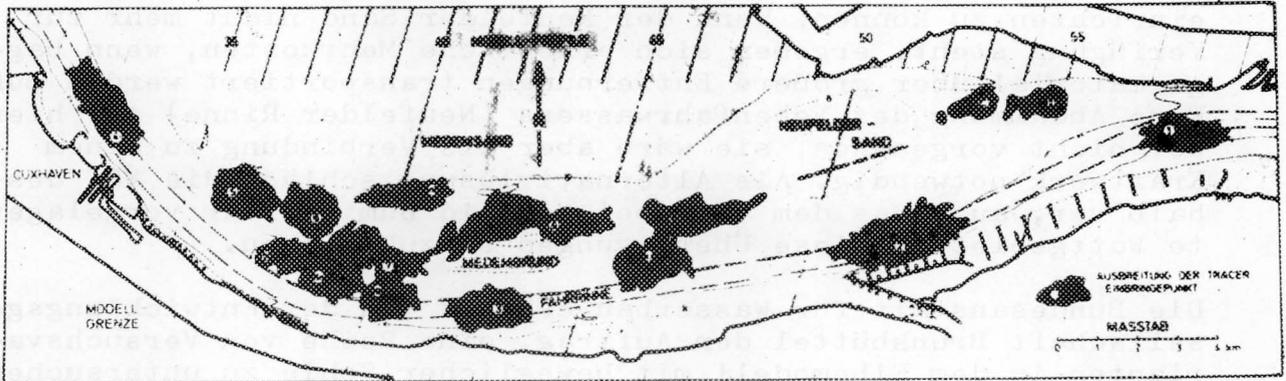


Bild 27: Messungen des Sedimenttransportes im Medembereich (Modelluntersuchungen)

Der Neufelder Sand ist sowohl aus der Sedimentzufuhr in Ebberichtung (Meßpunkte C und D) als auch in Flutrichtung (Meßpunkte A und B) gebildet worden. Gestützt wird diese Sandakkumulation durch einen gestrichelt eingetragenen Leitdammtail, der Anfang der 20er Jahre gebaut wurde und dessen Trasse ursprünglich bis Brunsbüttel geführt werden sollte. Der Medemgrund baut sich von See her auf (Meßpunkte 19 und 7), während die halbmondförmige Gestaltung durch den Ebbestrom entstanden ist. Im Fahrwasser der Elbe wird im westlichen Teil dieser Strecke ein in Richtung See zunehmender Transport sichtbar (Meßpunkte 3 und 4), während von der Ostemündung an, im östlichen Teil dieses Abschnittes, der Transport in Richtung nach Oberstrom überwiegt. Hierdurch zeichnet sich sehr deutlich ab, daß die Stabilisierung des Fahrwassers äußerst schwierig ist und die Erhaltung der erforderlichen Fahrwassertiefen nur mit Hilfe ständiger Baggerungen möglich ist.

3.5 Standortermittlung für ein Kraftwerk

Im Namen der Landesregierung Schleswig-Holstein erläuterte Anfang 1972 der Beauftragte für den Wirtschaftsraum Brunsbüttel die Notwendigkeit, zur Sicherung der Energieversorgung weitere Standortmöglichkeiten für große Kraftwerkseinheiten im Ästuarbereich der Elbe zu erkunden. Bei dem hohen Kühlwasserbedarf moderner Kraftwerke und den bereits bestehenden thermischen Belastungen der Flüsse ist dort die Anzahl der Standorte begrenzt. In absehbarer Zeit können diese nur noch in den Mündungsgebieten der großen Ströme oder unmittelbar an der Küste gefunden werden.

Das Land Schleswig-Holstein überlegte aus diesem Grunde, den Neufelder Sand (stromab von Brunsbüttel) einzudeichen, aufzuspülen und dieses Gelände den Versorgungsunternehmen als Standort für ein Kraftwerk anzubieten. Durch die Aufspülung würde eine Fläche von ca. 600 ha nutzbar sein.

Da dieser Eingriff in die bestehenden hydraulischen Verhältnisse auch zu Veränderungen der Morphologie führen wird und damit die Stabilität der Fahrwasserrinne gefährden kann, war es erforderlich, in einem Modellversuch diese Folgeerscheinungen zu untersuchen.

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes möchte dieses Gebiet jedoch freihalten, um langfristig eine Baggergutdeponie einrichten zu können. Wenn der Neufelder Sand nicht mehr zur Verfügung steht, ergeben sich erhebliche Mehrkosten, wenn Baggermaterial über größere Entfernungen transportiert werden muß. Eine Abdämmung des Nebenfahrwassers (Neufelder Rinne) ist hierbei nicht vorgesehen, sie wäre aber als Verbindung zu einem Kraftwerk notwendig. Als Alternativlösung schlägt die WSV deshalb vor, auch das dem Ufer bei Neufeld unmittelbar vorgelagerte Wattgebiet in diese Überlegungen einzubeziehen.

Die Bundesanstalt für Wasserbau erhielt von der Entwicklungsgesellschaft Brunsbüttel den Auftrag, eine Reihe von Versuchsvarianten in dem Elbmodell mit beweglicher Sohle zu untersuchen. Aus der Vielzahl der Einzeluntersuchungen werden die wichtigsten Ergebnisse beschrieben.

Als Variante 0 wurde der gegenwärtige morphologische Zustand in das Modell eingebaut, jedoch der Fahrrinnenausbau für das gesteckte Ziel von 13,5 m unter KN berücksichtigt. Die folgende Variante 1 beschreibt einen Zustand mit hochwasserfreiem Neufelder Sand und gleichzeitiger Abdämmung der Neufelder Rinne. Der Alternativvorschlag der WSV sieht in der Variante 2 vor, das Neufelder Wattgebiet hochwasserfrei aufzuspülen und den Neufelder Sand in der gegenwärtigen Form unangetastet zu lassen.

Die Ergebnisse, bezüglich der im Vordergrund stehenden Stabilität der Fahrrinne, werden in Form der gemessenen Eintreibungsvolumina in die Regelprofile der Fahrrinne bestimmt. Sie sind in Bild 28 unterhalb der Karte in einer vertikalen Projektion durch die Schnittpunkte der Profile mit der Achse der Fahrrinnen-trasse als Mittelwerte zwischen zwei Profilen in Form jährlich erforderlicher Baggerungen grafisch aufgetragen.

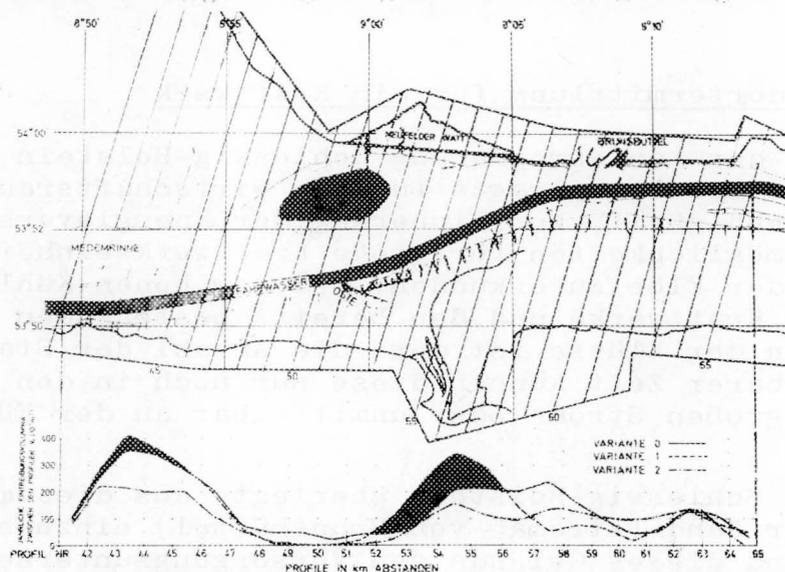


Bild 28: Gemessene jährliche Eintreibungsvolumina in die Fahrrinne im Bereich Neufelder Sand in Abhängigkeit von geplanten Baumaßnahmen für Kraftwerksstandorte

Die ausgezogene Signatur zeigt das Ergebnis von Variante 0 (13,5 m-Ausbau) zwischen den Profilen 41 - 65 (ca. 21 km Achslänge). In der Verengungsstrecke zwischen Neufelder Sand und den Ostestacks sind die Eintreibungen sehr gering, während in den beiden anschließenden Erweiterungsstrecken erhebliche Akkumulationsbereiche zu erkennen sind. Bei der Bauvariante 1 nehmen die Eintreibungsvolumina in den zuletzt erwähnten Bereichen zu (dunkel gerasterte Flächen), während bei Variante 2 eine eindeutige Verminderung verzeichnet wird. Dieser Bauzustand wurde als Grundlage weiterer Erörterungen für einen neuen Standort von Kraftwerkseinheiten vorgeschlagen.

3.6 Regelungsmaßnahmen in der Unterelbe zwischen Brunsbüttel und Cuxhaven

Durch die Rinnenteilung in dem Stromabschnitt der Elbe zwischen Brunsbüttel (Elbe km 698) und Cuxhaven (Elbe km 724) werden die Fahrwasserverhältnisse ungünstig beeinflusst. In Bild 29 ist dieser Teil des Elbeästuars mit dem kritischen Abschnitt 1, im Raum Neufelder Sand, und dem Abschnitt 2, im Bereich des Medemgrundes, in Form einer Luftaufnahme zur Zeit des Tideniedrigwassers dargestellt. Es wird über geplante Regelungsmaßnahmen und ihre Auswirkungen auf die Morphologie und vor allem bezüglich der Stabilität der Fahrrinne berichtet.

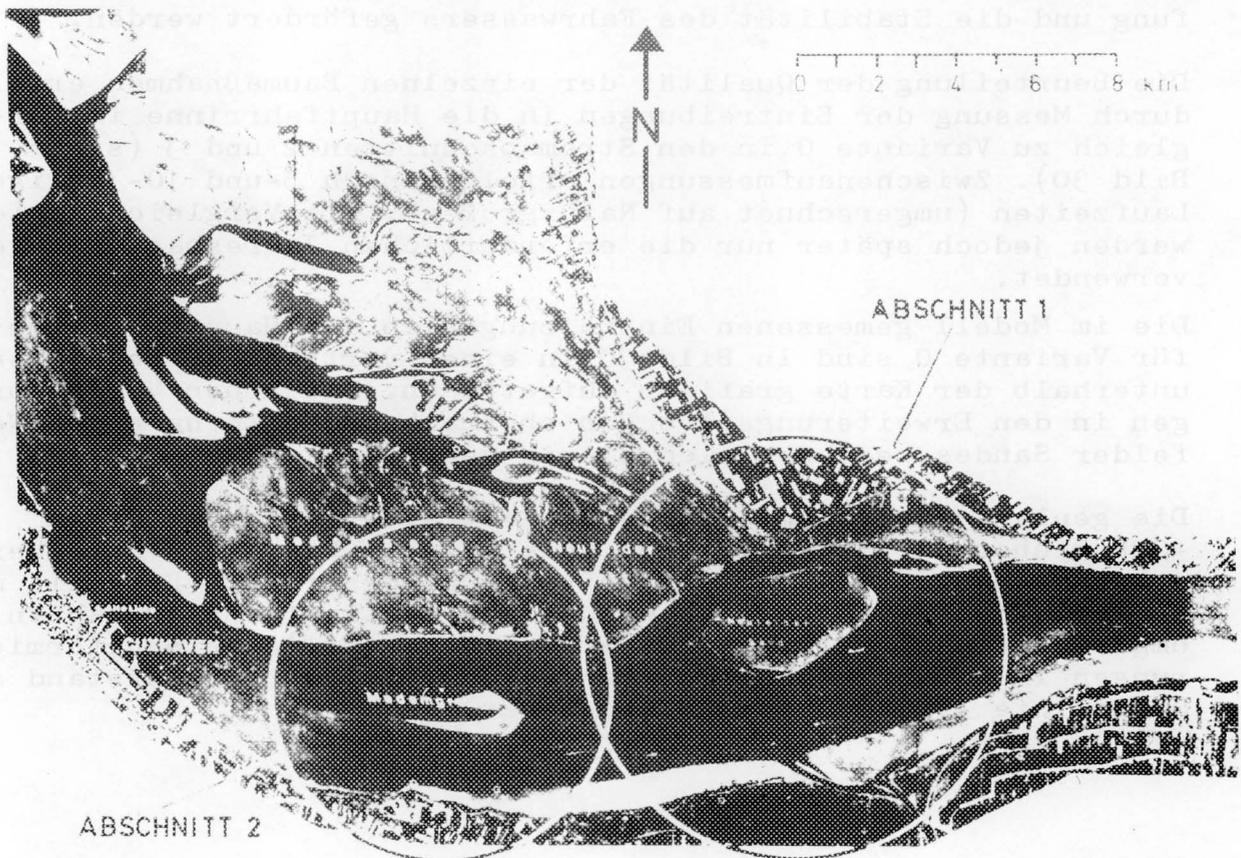


Bild 29: Stromabschnitt der Elbe zwischen Brunsbüttel und Cuxhaven

Erste Ansätze für eine günstigere Stromführung im Ostebereich erfolgten bereits im Jahre 1939 durch den Bau eines Leitdammes von 2,9 km Länge parallel zu den Regulierungsbauwerken am Ostriff mit einer Kronenhöhe von +0,6 m über dem heutigen Karten-Null (KN). Mit der Bildung des Neufelder Sandes verschwand dieser Damm, d.h. er wurde von Sandmassen überlagert, wobei jedoch der letzte Teil nach Oberstrom in einer Länge von etwa 150 m zerstört wurde. Die zugenommene Verschlechterung der Fahrwasser-Verhältnisse erfordert zwingend eine Verbesserung besonders für den tideunabhängigen Verkehr größerer Schiffe.

Vor Beginn der Versuche wurde das Modell entsprechend dem neuesten bekannten morphologischen Zustand 1973 mit Sonderpeilungen 1974 neu profiliert, so daß für die Versuche ein derzeit aktueller Ausgangszustand vorhanden war. Der geplante Ausbau für die Vertiefung der Fahrrinne auf 13,5 m unter KN wurde ebenfalls berücksichtigt.

Neben einem begleitenden umfangreichen hydraulischen Meßprogramm wird zunächst als Variante 0 der bestehende Zustand fixiert. Danach werden verschiedene Varianten für einen verlängerten Leitdamm mit festem Landanschluß bei Hermannshof und variablen Kronenhöhen sowie verschiedene Hinterfüllungen des Dammes (Spülgutdeponien) untersucht. Durch den Leitdamm soll erreicht werden, daß vor allem in der Ebbephase der Zufluß zur Neufelder Rinne geschwächt und die Hauptelbe einschließlich der Fahrrinne stärker durchströmt werden. Hierdurch könnten die Selbsteintiefung und die Stabilität des Fahrwassers gefördert werden.

Die Beurteilung der Qualität der einzelnen Baumaßnahmen erfolgt durch Messung der Eintreibungen in die Hauptfahrrinne im Vergleich zu Variante 0 in den Stromabschnitten 2 und 3 (siehe Bild 30). Zwischenaufmessungen erfolgen nach 5- und 10-jährigen Laufzeiten (umgerechnet auf Naturgrößen). Als Vergleichszahlen werden jedoch später nur die erforderlichen Jahresbaggermengen verwendet.

Die im Modell gemessenen Eintreibungen in die Hauptfahrrinne für Variante 0 sind in Bild 30 in einer vertikalen Projektion unterhalb der Karte grafisch aufgetragen. Die hohen Versandungen in den Erweiterungsstrecken oberhalb und unterhalb des Neufelder Sandes zeichnen sich hierin sehr deutlich ab.

Die geplante Leitdammverlängerung mit einer Kronenhöhe von +0,6 m über KN ist in Bild 31 zu erkennen. Das linke Foto zeigt den Ausgangszustand vor dem Versuch und das rechte Foto die morphologischen Veränderungen nach einer Laufzeit von 10 Jahren, umgerechnet auf Naturgröße. Damit die wesentlichen Sohlformierungen in Bauwerksnähe sichtbar werden, ist der Wasserstand auf Höhenlinie -6,0 m unter KN abgesenkt.

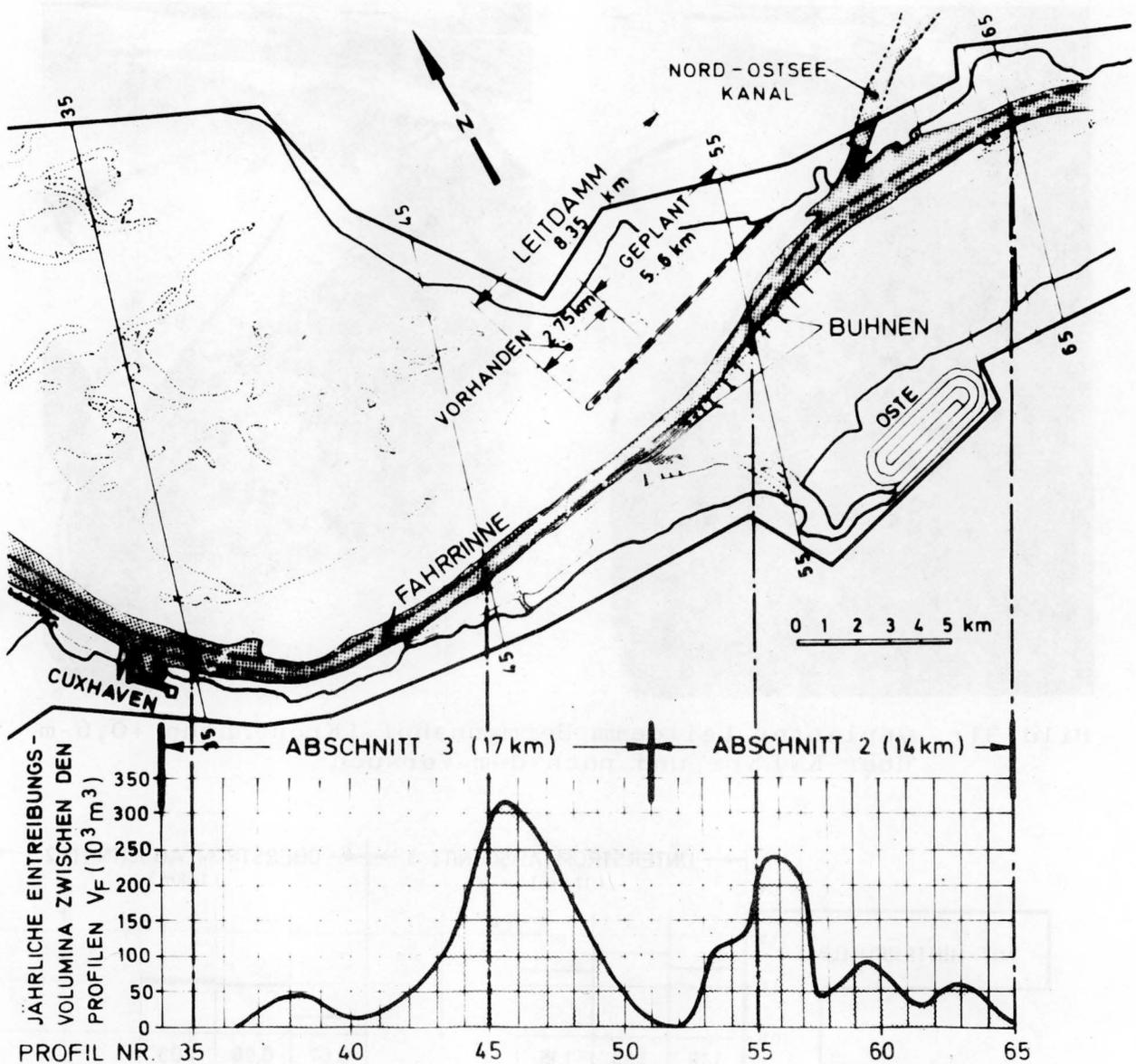


Bild 30: Gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne in den Stromabschnitten 2 und 3 bei Variante 0

Die zusammengefaßte Wertung der Versuche ist in Bild 32 in einer grafischen Auftragung zu sehen. Ausgehend von der gegenwärtigen Situation sind die festgestellten Sedimentationsvolumina für die Hauptfahrrinne in den betroffenen Stromabschnitten in Abhängigkeit von der Kronenhöhe des Leitdammes sowie ohne als auch mit Hinterfüllung des Geländes hinter dem Leitdamm eingetragen. Die Auffüllungen haben jeweils Höhenlagen, die 10 cm unter der jeweils eingebauten Kronenhöhe liegen. Bei hochwasserfreier Krone erübrigt sich diese Betrachtung.

Im Vergleich zum gegenwärtigen Zustand werden die hinterfüllten Dämme keine Verbesserung bringen. Kronenhöhen des Leitdammes zwischen 0,6 und 1,5 m über KN zeigen ohne Hinterfüllung 16 bis 12 % geringere Eintreibungen, während der hochwasserfreie Damm in ähnlicher Form wie schon bei den hinterfüllten niedrigen Kronenhöhen ein schlechtes Ergebnis hat.

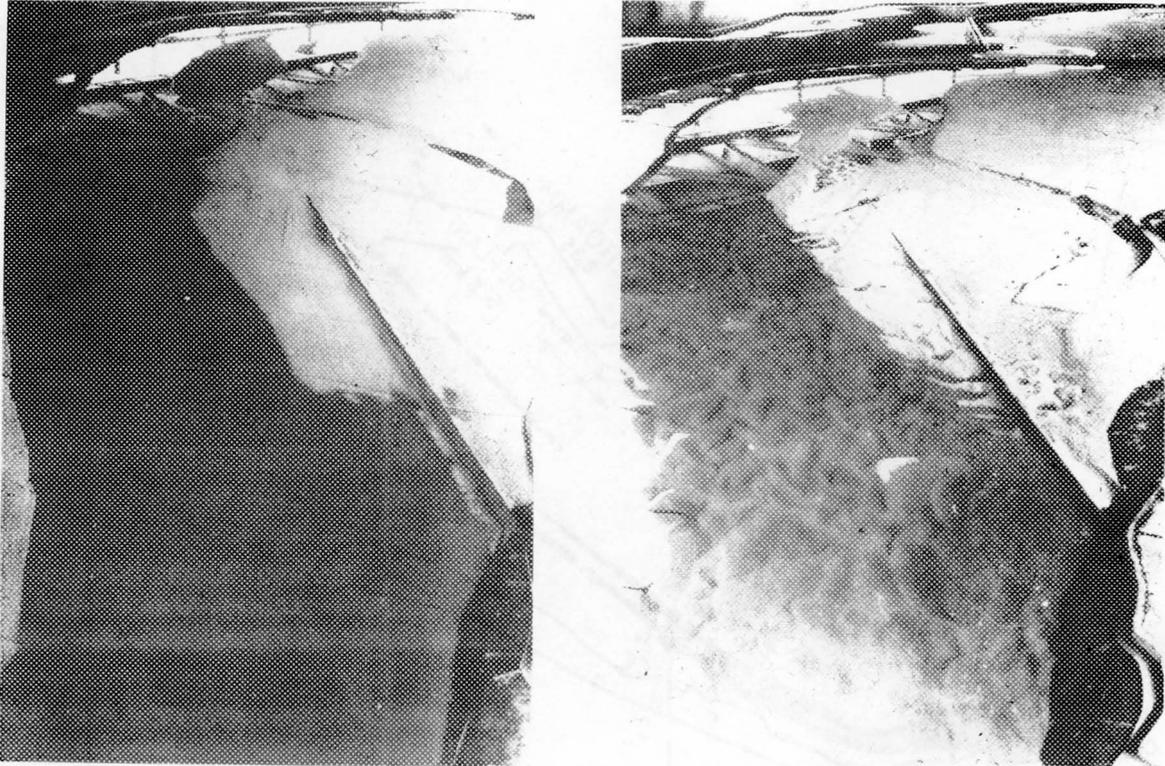


Bild 31: Geplanter Leitdamm Hermannshof (Kronenhöhe +0,6 m über KN) vor und nach dem Versuch

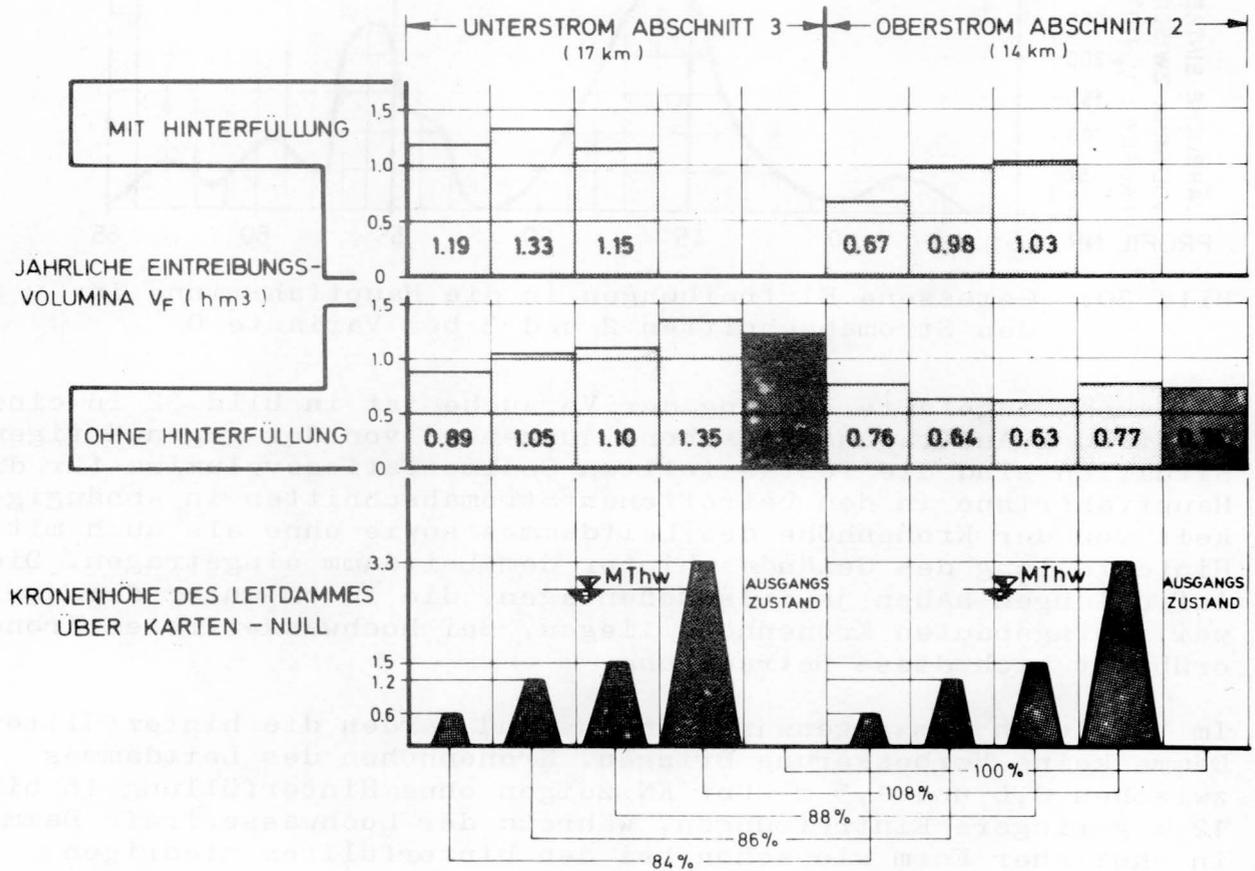


Bild 32: Versuchsergebnisse für den Leitdamm Hermannshof

Die hydraulischen Vorgänge für die Überströmung des Dammes während der Tide sind in Bild 33 skizziert. Für die unterschiedlichen Kronenhöhen des Leitdammes von 0,6 m und 1,5 m über KN werden die Dauer der instationären Überströmungen während der Flut (senkrecht schraffiert) und die Ebbe (waagrecht schraffiert) im Verlauf der Tide markiert. Zu Vergleichszwecken wird dann die jeweilige höhenbezogene Dauer von der linken Ordinate in waagerechten Schnitten nach rechts aufgetragen. Die jetzt übereinander liegenden Flächen für die Flut und Ebbe zeigen eindeutig die längere Überströmungsdauer während der Flut und den fast halbierten Zeitraum während der Ebbe. Im letzten Fall wird also mehr Wasser, was auch beabsichtigt wird, der Hauptelbe zugeführt.

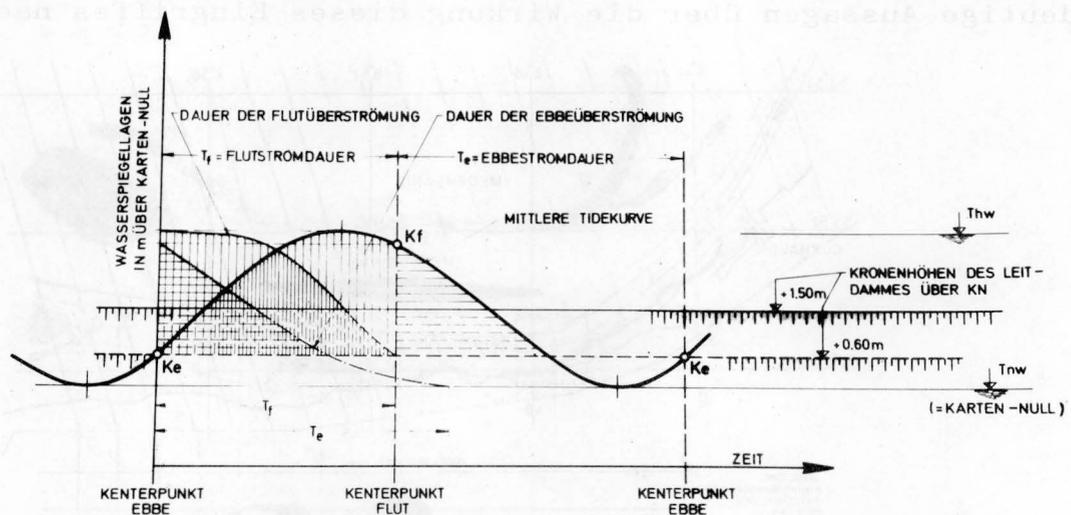


Bild 33: Schematische Überströmung eines Leitdammes während der Tide

Im Bild 29 ist durch den Abschnitt 2 ein weiterer ungünstiger Bereich in der Unterelbe gekennzeichnet. Im Fahrwasserbereich vor Altenbruch bei Tonne 19 (siehe auch Bild 34) werden ständig Sandeintreibungen größeren Ausmaßes beobachtet, die zu häufigen Unterhaltungsbaggerungen zwingen. Es wird vermutet, daß die starke Durchströmung der Medemrinne bei Ebbe und auch bei Flut die Ursache sind. Von West nach Ost ist zusätzlich die Querschnittseinschnürung (bezogen auf KN in Bild 29) vor Cuxhaven durch den Kratzsand zu erkennen. Das Südufer der Elbe ist stromauf auf längerer Strecke gegen einen weiteren Abbruch durch Buhnen gesichert. In Höhe Baumrönne beginnt bereits eine Profilerweiterung, die südliche Kante des Medemsandes verläuft parallel zur Ost-Westrichtung. Querab des Medemgrundes liegt am Südufer ein für die Regulierung markanter Punkt, das Glameyer Stack. In Strommitte ist der in den letzten Jahren stark angewachsene Medemgrund zu sehen, durch den ursächlich die Zweiteilung des Fahrwassers hervorgerufen wird. An der Grenze der beiden Abschnitte hat sich wieder ein annähernd stabiler Zustand eingestellt, d.h. die südliche Kante des Medemsandes und das Hauptprofil der Elbe haben sich kaum verändert.

In einer Regelungsstudie sollen zur Verbesserung der Fahrwasserhältnisse großflächige Verklappungen bzw. Aufspülungen auf oder an der Nordseite des Medemgrundes vorgenommen werden, um eine Schwächung der Medemrinne zu erreichen. Es wird eine Wassermengenverteilung Hauptrinne zu Nebenrinne, die gegenwärtig

tig etwa 60 : 40 beträgt, von 2/3 zu 1/3 angestrebt.

Der von der BAW ausgearbeitete Regulierungsentwurf stützt sich auf die von O'BRIEN ermittelten Abhängigkeiten zwischen maximalem Querschnitt unter MTnw und dem Tidevolumen (s. Kapitel 2.3). Hierdurch wurden die theoretisch erforderlichen Querschnitte berechnet und im Modell eingebaut.

In Bild 34 ist die vorgesehene Aufspülung des Medemgrundes durch ein Raster hervorgehoben. Die markierte Fläche liegt 0,5 m über Karten-Null und wird demnach während der Tide weitgehend überströmt. Mit Hilfe der gemessenen Eintreibungen in die Hauptfahrrinne vor und nach der neuen Baumaßnahme lassen sich eindeutige Aussagen über die Wirkung dieses Eingriffes nachweisen.

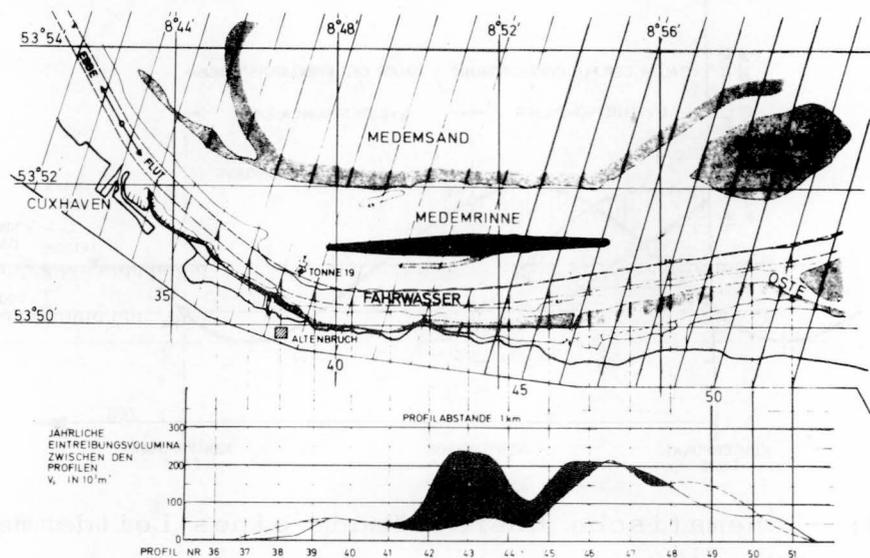


Bild 34: Gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne vor und nach der Regulierung im Medembereich (Modellversuch)

Unterhalb der Karte in Bild 34 sind die gemessenen Eintreibungen grafisch aufgetragen, wobei die erzielte Minderung mit einem Raster gekennzeichnet ist. Die Sedimentationsraten sind als jährlich erforderliche Baggerungen ausgewiesen und basieren auf einer im Modell gelaufenen Zeit von 10 Jahren Natur. Die Minderung beträgt etwa 0,44 hm³ jährlich zwischen den Profilen 30-48.

In der Erweiterungsstrecke zwischen Neufelder Sand und dem ostwärtigen Ende der neuen Regulierungsstrecke bleibt jedoch in unveränderter Größe eine hohe Eintreibungsquote erhalten, zu deren Verringerung eine weitergehende Regulierungsmaßnahme in Richtung nach Oberstrom erforderlich ist.

3.7 Prielverlegung im Neufelder Watt

Im Rahmen einer Planung für einen Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn, der in Bild 35 mit der natürlichen Prielbildung in dem Watt zwischen der Insel Neuwerk und der neuen flachen Hafeninsel gezeigt ist, wurden aus ökologischen Gründen, die insbesondere die Abgrenzung des Vogelschutzgebietes bei Scharhörn betreffen, Überlegungen angestellt, das alte Prielsystem der Hundebalje durch Baggerung einer neuen Rinne und Zuschüttung

bzw. Abdämmung der alten zu verlegen. Im Elbmodell mit beweglicher Sohle sollte untersucht werden, ob, unter welchen Bedingungen und mit welchen Folgen ein solcher Eingriff in das hydraulisch - morphologische Regime dieses Wattgebietes möglich ist. Grundsätzliche Fragen über die Stabilitätskriterien von Wattgebieten und deren Gültigkeit auch für Modelluntersuchungen wurden bereits im Kapitel 2.5 erwähnt.

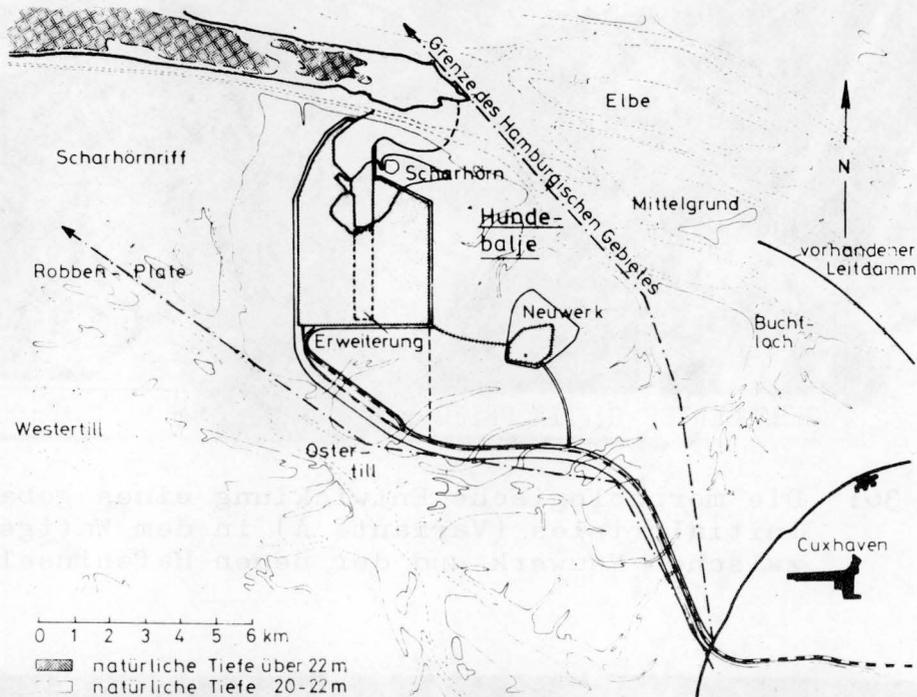


Bild 35: Natürliche Prielentwicklung in dem Wattgebiet zwischen Neuwerk und der neuen Hafeninsel

Aus dem umfangreichen Versuchsprogramm wird das Verhältnis von zwei verschieden breit und tief ausgebaggerten "Initialrinnen" vorgestellt, um die Entwicklung und das langfristige Stabilitätsverhalten aufzuzeigen. Bei Variante A (Bild 36) wurde ein Priel mit einer Breite von 100 m an der Mündung und einer Wassertiefe von 5,0 m unter Karten-Null (MTnw) ausgebaggert und das alte Prielsystem der Hundebalje zugeschüttet. Das Ergebnis der morphologischen Veränderungen ist in Bild 36 zu erkennen. Der "Initialpriel" hat sich vom Mittelteil an nach Norden verlagert. Im Bereich der alten Hundebalje ist trotz Aufschüttung ein neues Priel entstanden, der sich mit dem "Initialpriel" vereinigt. Der Zweck, eine Abtrennung des Vogelschutzgebietes von Scharhorn von der neuen an das Hafengebiet angrenzenden Industrie- fläche zu erreichen, wird damit gesichert.

Bei Variante B (Bild 37) wurde ein Priel mit einer Breite von 60 m an der Mündung und einer Wassertiefe von 4,0 m unter Karten-Null ausgebaggert und ebenfalls das Prielsystem der Hundebalje zugeschüttet. Die Entwicklungen zeigen eine Versandung des Initialprieles von der Mitte an zunehmend bis zum Ende. Die alten Priele im Bereich der Hundebalje erscheinen fast in ihrer ursprünglichen Form. Die vollständige Abtrennung des Vogelschutzgebietes wird damit nicht erreicht.

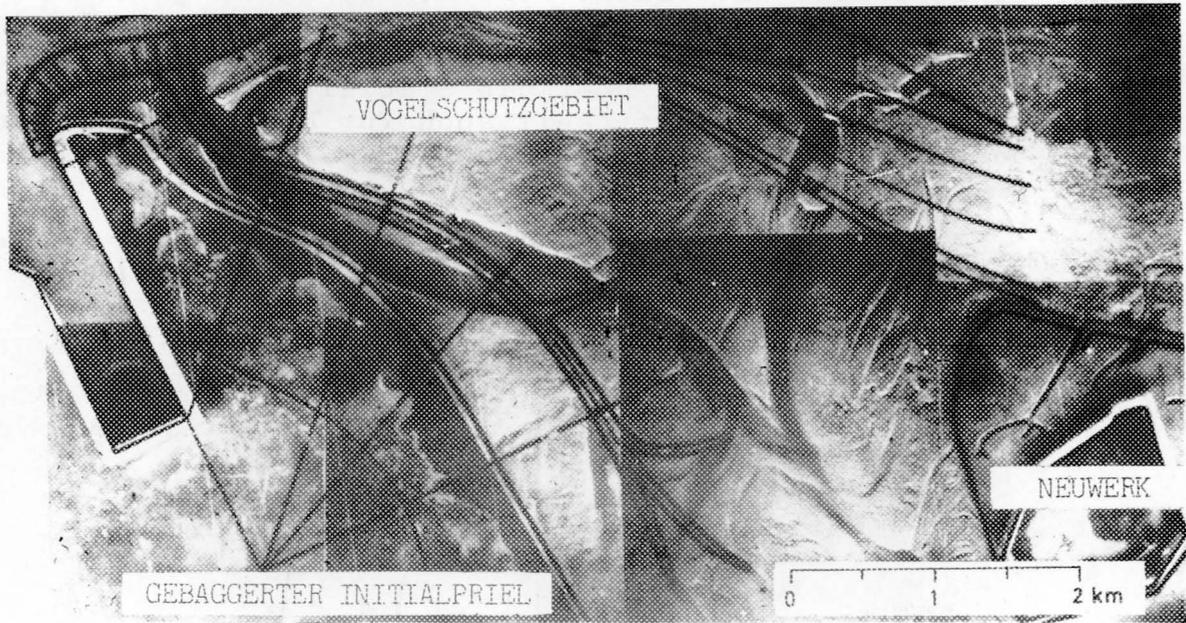


Bild 36: Die morphologische Entwicklung eines gebaggerten Initialprieles (Variante A) in dem Wattgebiet zwischen Neuwerk und der neuen Hafeninsel

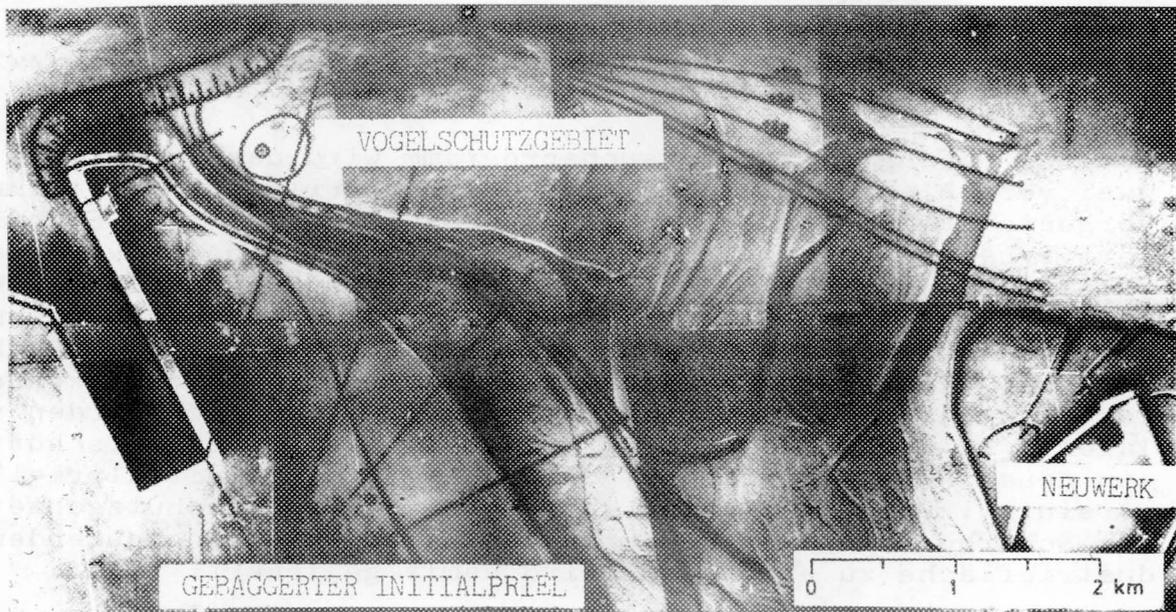


Bild 37: Die morphologische Entwicklung eines gebaggerten Initialprieles (Variante B) in dem Wattgebiet zwischen Neuwerk und der neuen Hafeninsel

3.8 Morphologische Langzeitversuche zur Ermittlung der Eintreibungen in die Fahrrinne

Durch diese Versuche sollte festgestellt werden, in welcher Größenordnung sich die Eintreibungen in die Fahrrinne zeitabhängig entwickeln, wenn entsprechend dem in der Natur praktizierten Verfahren, Zwischenbaggerungen ausgeführt werden. Die Dauer eines Untersuchungszeitraumes wurde jeweils auf 20 Jahre (Natur) limitiert. Als Varianten wurden unterschiedliche Zeiten in der Baggerfolge berücksichtigt.

Im Verlauf dieser neuen und bisher noch nicht angewendeten Versuchsdurchführung muß das Modell sehr häufig entwässert und wieder gefüllt werden. Nach dem Ende des jeweils vorgegebenen Laufzeitabschnittes wird zunächst entwässert, anschließend erfolgt das Einsetzen von Hilfsprofilen im Bereich der Fahrrinne, in deren Trasse dann gebaggert wird, d.h. das eingetriebene Material wird entfernt. Nach der Auffüllung mit Wasser werden die Hilfsprofile wieder herausgezogen und anschließend der Versuch fortgesetzt. Allgemein ist dieses Verfahren sehr zeitaufwendig. Da die Untersuchungen jedoch grundlegende Erkenntnisse über die Stabilität der Fahrrinne vermitteln sollten, wenn ähnlich wie in der Natur, laufende Baggerungen zur Freihaltung der Fahrrinne ausgeführt werden und nur auf diese Weise die langperiodische Entwicklung in entsprechender Abstufung ermittelt werden kann, erscheint der zeitliche Mehrbedarf gerechtfertigt.

In Bild 38 ist die Trasse der Fahrrinne zwischen St. Margarethen und der See, die Lage der Modellprofile und eine Unterteilung in 4 unterschiedliche Abschnitte vermerkt. Die gemessenen Eintreibungsvolumina werden jeweils für die Gesamtstrecke und für die Einzelabschnitte gesondert ausgewiesen und zwar einmal nach den aus Profilaufnahmen entwickelten Berechnungsverfahren sowie aus den Baggerungen im Modell. Die aus der Fahrrinne im Modell entfernten Volumina sind mit den Modellmaßstäben auf Naturwerte umgerechnet worden.

In der Variante 1 ist im ersten Versuchsabschnitt über einen Zeitraum von 10 Jahren jährlich gebaggert worden. Daran schließen sich zwei jeweils fünfjährige Laufzeiten an (11. - 15. Jahr und 16. - 20. Jahr), für die zu Vergleichszwecken mittlere Jahresbaggerungen ausgewiesen werden. Die Ergebnisse der gemessenen Eintreibungen in die Hauptfahrrinne sind entsprechend der Zeitfolge in Bild 39 in Blockform grafisch aufgetragen. Die unterschiedlichen Auswertemethoden zeigen Schwankungen, im Mittel sind die Gesamtvolumina für die gesamte Strecke aber fast ausgeglichen. Verfolgt man den Verlauf der Volumina für die Gesamtstrecke, so ist ein rasches Ansteigen der Eintreibungen mit einem Maximum nach dem 4. Jahr und anschließend eine stetige Minderung bis zum 10. Jahr zu verzeichnen. Für die letzten 5 Jahre der Laufzeit wird ein Mittel von $3,97 \text{ hm}^3/\text{Jahr}$ ausgewiesen, das etwa dem vor der Vertiefung des Fahrwassers auf 13,5 m unter KN in der Natur festgestellten Jahresmittel im Rahmen der Unterhaltungsbaggerungen für den Amtsbereich des WSA Cuxhaven (siehe Bild 39) entspricht.

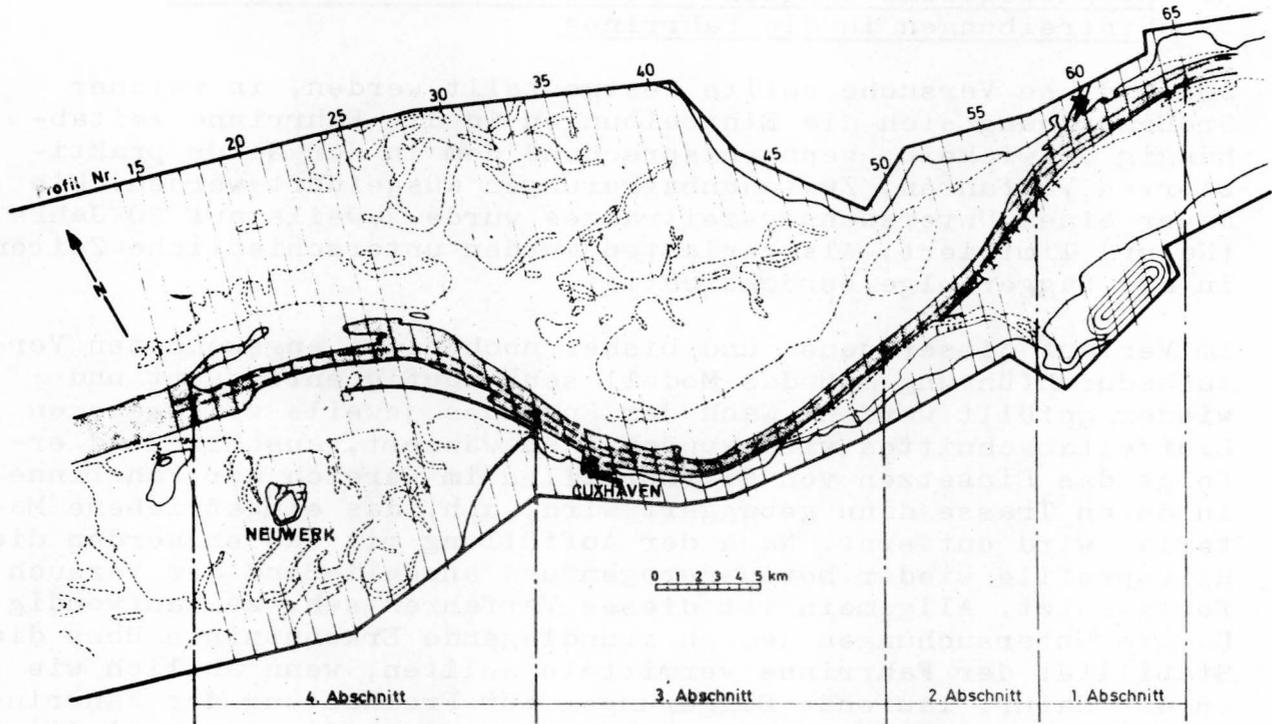


Bild 38: Lageplan des Elbeästuars zwischen St. Margarethen und der See mit der Trasse der Hauptfahrrinne nach dem 13,5 m-Ausbau

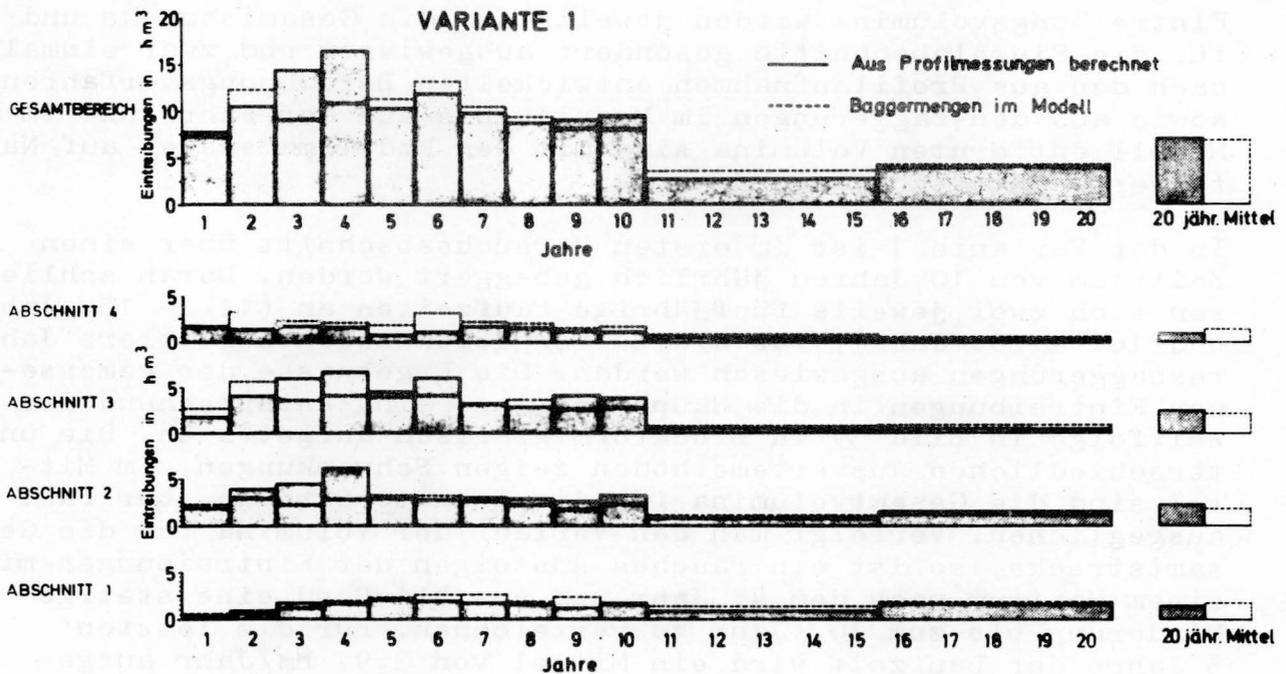


Bild 39: Grafische Auftragung der gemessenen Eintreibungen in die Fahrrinne zwischen km 690,5 (Profil 65) und km 744,7 (Profil 15) für die Baggerfolge in der Variante 1

Die Vorgänge stehen im Einklang mit den in diesem Bericht bereits beschriebenen morphologischen Entwicklungen im Modell ohne Zwischenbaggerungen (2.4). Nach einer Laufzeit von 15 Jahren wurde dabei in etwa der Beharrungszustand erreicht. Auch das relativ rasche Erreichen eines Maximums nach 5 Jahren und das anschließende Abklingen der Sedimentation wurden bereits erwähnt.

In der abschnittswisen Darstellung der Sedimentation ist zu erkennen, daß z.B. im Seebereich (Abschnitt 4) sehr rasch eine Stabilisierung der Fahrrinne eintritt, während im oberstromseitigen Abschnitt 1 die morphologische Entwicklung erst zwischen dem 5. und 7. Jahr ein Maximum erreicht, wenn beide Massenermittlungen berücksichtigt werden, und anschließend nicht wesentlich veränderte und relativ hohe Eintreibungen auf Dauer bestehen bleiben.

Die Variante 2 beschreibt einen Langzeitversuch für die gleiche Gesamtdauer von 20 Jahren Natur wie bei Variante 1. Auch hier ist ein durchgehendes Fahrwasser mit einer Tiefe von 13,5 m unter KN durch Baggerungen zu erhalten. Für die Baggerfolge wird als Alternative zu Variante 1 ein zweijähriger Rhythmus vorgegeben.

Die Ergebnisse der gemessenen Eintreibungen in die Hauptfahrrinne sind entsprechend der Zeitfolge in Bild 40 wiederum in Blockform grafisch aufgetragen. Wie bereits bei Variante 1 erwähnt, zeigen die unterschiedlichen Auswertemethoden (aus Profilaufnahmen berechnete Eintreibungen und direkt aus Baggerungen ermittelte Volumina) bestimmte, hier aber etwas ausgeglichene Schwankungen, die im Mittel für die Gesamtstrecke wieder etwa gleich sind. Die Tendenzen eines raschen Anwachsens der Eintreibungen mit einem Maximum nach etwa 5jähriger Laufzeit wird hier ebenso beobachtet wie das nachfolgende Abklingen der Sedimentationen. Für die letzten 5 Jahre der Laufzeit wird im Vergleich zu Variante 1 ein etwas höheres mittleres Eintreibungsvolumen von $4,26 \text{ hm}^3$ pro Jahr verzeichnet.

Die abschnittsweise aufgetragenen Sedimentationen zeigen allgemein einen ausgeglichenen Verlauf, der durch die über den Gesamtzeitraum im Rhythmus von 2 Jahren ausgeführten Baggerungen geprägt wird. Vor allem entfällt die bei Variante 1 (Bild 39) sehr deutliche Abstufung nach dem 10. Jahr, als die Baggerfolge geändert wurde.

Zum Vergleich werden die Ergebnisse beider Varianten in Bild 41 zusammen aufgetragen und mit kurz gestrichelter Signatur der entsprechende Mittelwert angegeben. Es ist zu erkennen, daß bei Variante 1 während der ersten 10 Jahre mit jährlicher Baggerfolge höhere Eintreibungen in die Fahrrinne verzeichnet werden als bei Variante 2 mit zweijähriger Baggerfolge. Der zweite 10-Jahresabschnitt zeigt umgekehrte Verhältnisse, bei Variante 1 mit zwei Baggerfolgen von jeweils 5 Jahren sind die Eintreibungen geringer als bei Variante 2 mit der fortgesetzten 2jährigen Baggerfolge.

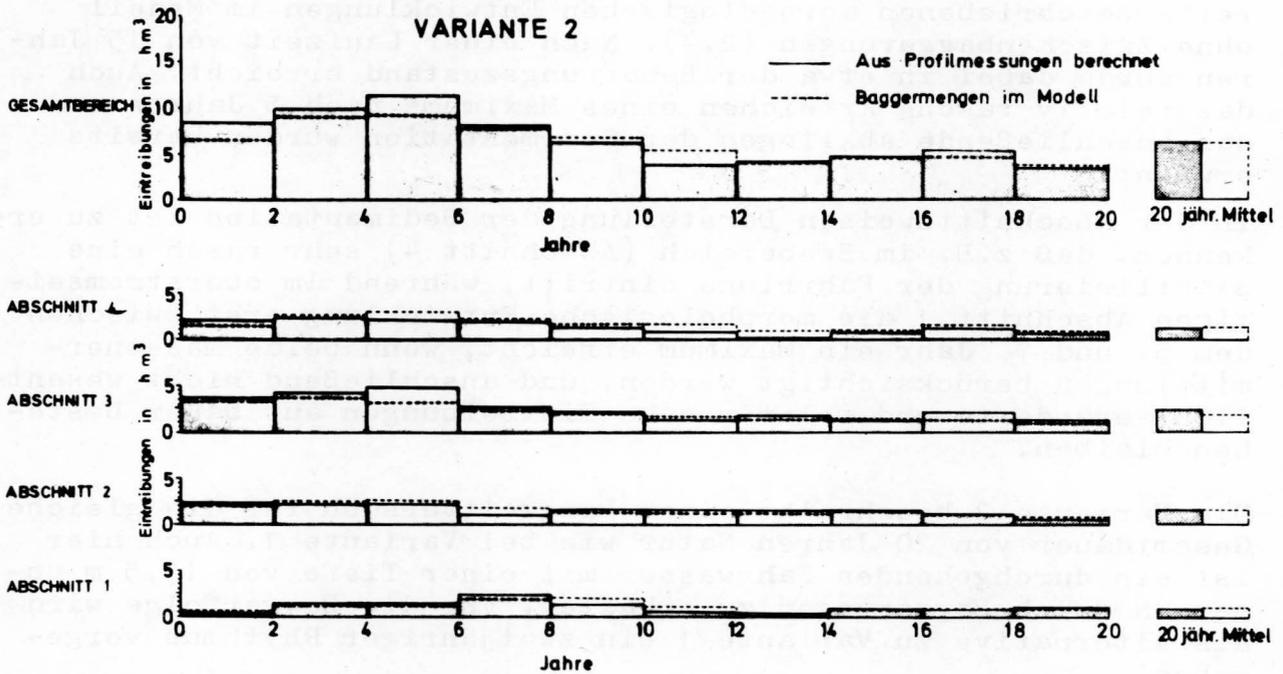


Bild 40: Grafische Auftragung der gemessenen Eintreibungen in die Fahrrinne zwischen km 690,5 (Profil 65) und km 744,7 (Profil 15) für die Baggerfolge in der Variante 2

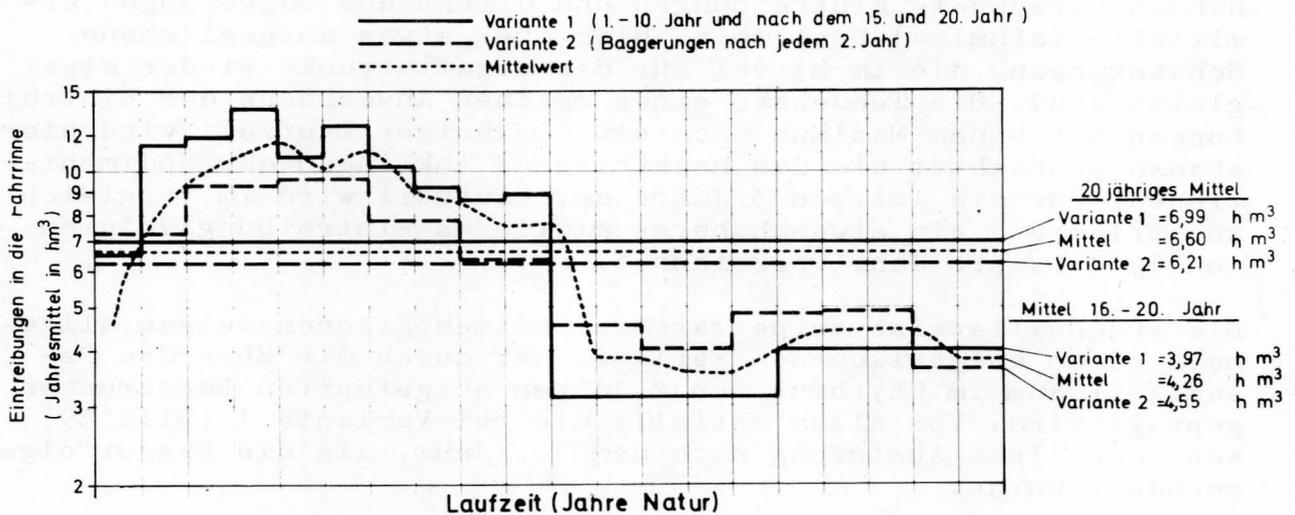


Bild 41: Vergleiche der gemessenen Eintreibungsbilanzen für die Versuchsreihen 1 und 2 mit unterschiedlichen Baggerfolgen

Allgemein zeichnen sich für die untersuchten Varianten ähnliche Verläufe der gemessenen Eintreibungen ab. In Bild 41 ist deutlich zu erkennen, daß bereits nach der ersten Hälfte des vorgegebenen Versuchszeitraumes von 20 Jahren Natur eine merkbare Abnahme der Eintreibungen eintritt, so daß nach der ersten Ausbauphase eine günstige Stabilisierung der Fahrrinne zu erwarten ist.

3.9 Untersuchungen für Spülfelder

Das Ziel der Untersuchungen für Spülfelder im Modell war, eine langfristige Unterbringung des Baggergutes aus den laufenden Unterhaltungsbaggerungen der nächsten 20 bis 30 Jahre so zu gestalten, daß keine schädlichen Einflüsse für die Stabilität der Fahrrinne auftreten werden. Darüber hinaus wird angestrebt, mit einer günstigen Plazierung der unterzubringenden Massen einen zusätzlichen Regelungseffekt zu erzielen, so daß langfristig gesehen eine Minderung der jährlichen Baggerungen erreicht werden kann.

Das Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven hatte verschiedene Entwurfsvarianten vorgeschlagen, die eine hochwasserfreie Aufspülung des Medemsandes mit Landanschluß oder als Insel vorsehen. Von der Medemrinne aus können im Spülverfahren die Baggermassen auf die vorgesehene Wattfläche transportiert werden, ohne daß hierdurch der Schiffsverkehr behindert wird.

Die Auswirkungen der verschiedenen baulichen Maßnahmen werden in gleicher Weise wie schon bei vorhergehenden Versuchen vor allem durch Vergleiche der gemessenen Eintreibungen innerhalb der Sollprofile der Fahrrinne beurteilt. Daneben werden die allgemeinen Veränderungen der Sohltopographie festgehalten und hydraulische Kennwerte für eine Reihe von Meßpunkten im Untersuchungsgebiet registriert. Als Versuchsdauer für die einzelnen Varianten sind Laufzeiten von 10 Jahren (auf die Natur bezogen), das sind im Modell Zeiten von 123,8 Stunden, festgelegt worden. Aufmessungen für die morphologischen Entwicklungen erfolgen nach 5 und 10 Jahren Dauer. Damit wird eine 90 %ige Annäherung der Morphologieänderungen an einen Beharrungszustand erreicht, so daß ausreichende relative Vergleiche bezüglich der Qualität einzelner Baumaßnahmen angegeben werden können.

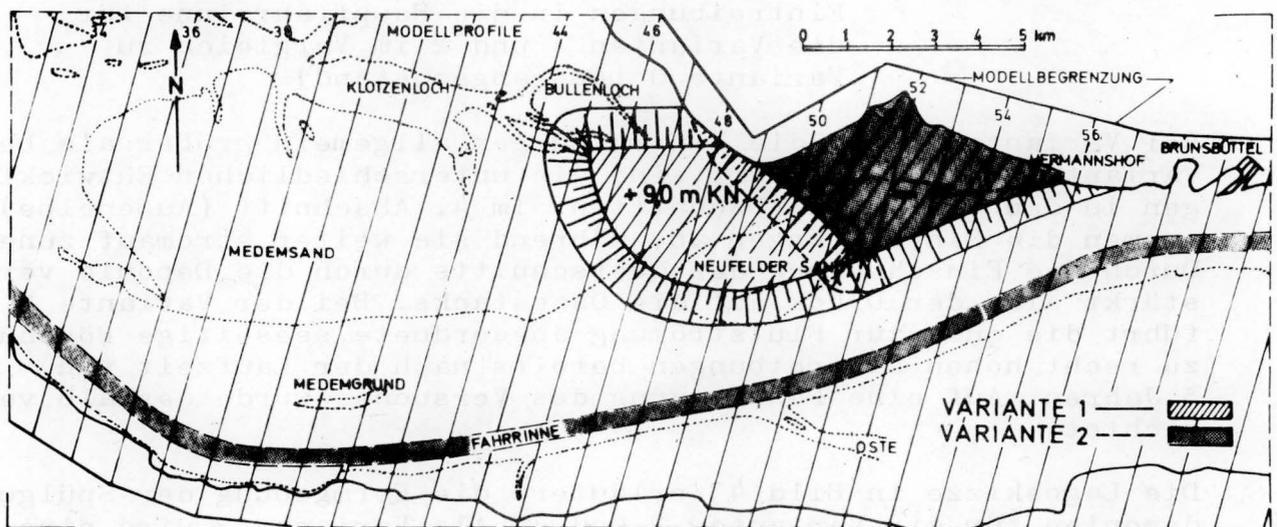


Bild 42: Die Varianten 1 und 2 für Spülfelder

Vor dem Einbau verschiedener Versuchsvarianten wird ein 0-Versuch gefahren, der für die gewählte Laufzeit den Ausgangszustand beschreibt, um Bezugsgrößen für die hydraulischen und morphologischen Entwicklungen zu ermitteln.

Die Variante 1 (Bild 42) beschreibt eine Deponie, die hochwasserfrei bis auf eine Höhe von +9,0 m KN aufgespült ist, wobei die Höhenbegrenzung in etwa der früher geplanten Trasse des Leitdammes Hermannshof folgt und dann im Bogen zum Bullenloch verschwenkt. Von der neuen Wattkante (± 0 m KN) bis zur Oberkante Spülfeld wird eine Böschungsneigung von etwa 1:100 vorgegeben.

Als Variante 2 folgt die Aufspülung einer Teilfläche der Deponie nach Variante 1, die jedoch bereits nach 5jähriger Laufzeit aufgrund sehr ungünstiger Entwicklungen abgebrochen wurde. Im Vergleich zu Variante 0 sind in der folgenden Zahlentafel III die Ergebnisse der gemessenen Eintreibungen in die Hauptfahrrinne angegeben und zwar für die 4 Einzelabschnitte und die Gesamtlänge der Fahrrinne für den Bereich des WSA Cuxhaven (Bild 38).

Laufzeit (Jahre Natur)	Elbeabschnitte bzw. Gesamtlänge	Gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne V_F in hm^3		
		Variante 0	Variante 1	Variante 2
5 Jahre	4.	1,407	0,629	1,148
	3.	1,640	1,867	2,257
	2.	1,149	2,120	2,219
	1.	0,275	1,156	1,991
	Ges.	4,471	5,772	7,615
10 Jahre	4.	1,027	0,488	--
	3.	0,966	1,043	--
	2.	0,922	1,331	--
	1.	0,613	1,113	--
	Ges.	3,528	3,935	--

Zahlentafel III: Modellversuche für Spülfelder, gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne für die Varianten 1 und 2 im Vergleich zu Variante 0 (Ausgangszustand)

Bei Variante 1 sind die Eintreibungen allgemein größer als bei Variante 0. Bemerkenswert sind die unterschiedlichen Entwicklungen in den einzelnen Abschnitten. Im 4. Abschnitt (Außenelbe) nehmen die Eintreibungen ab, während sie weiter stromauf zunehmen. Durch die Einschnürung des Querschnitts durch die Deponie verstärkt sich der Druck auf die Ostestacks. Bei der Variante 2 führt die quer zur Flutströmung angeordnete seeseitige Böschung zu recht hohen Eintreibungen bereits nach der Laufzeit von 5 Jahren. Auf eine Fortsetzung des Versuches wurde deshalb verzichtet.

Die Lageskizze in Bild 43 erläutert die Formgebung der Spülgutdeponien für die Varianten 3 und 4. Als Variante 3 wird eine Zwischenlösung erprobt, bei der trotz vergrößerter Deponie (ca. 150 hm^3), jedoch abgeschwächt im Vergleich zu Variante 1, vor allem die Stabilisierung der Fahrrinne angestrebt wird. Als Variante 4 wird eine vor dieser Deponie liegende Sandbuhne von ca. 6 km Länge und 1 km Kronenbreite (Höhen ebenfalls auf +9,0 m KN) mit sehr flachen Böschungen (1:100 seitlich und 1:200 Kopfneigung) vorgeschlagen, die auf der Wasserscheide des

Medemsandes (siehe Bild 43) vorgespült werden soll. Diese Deponie hat etwa ein Volumen von 250 hm^3 .

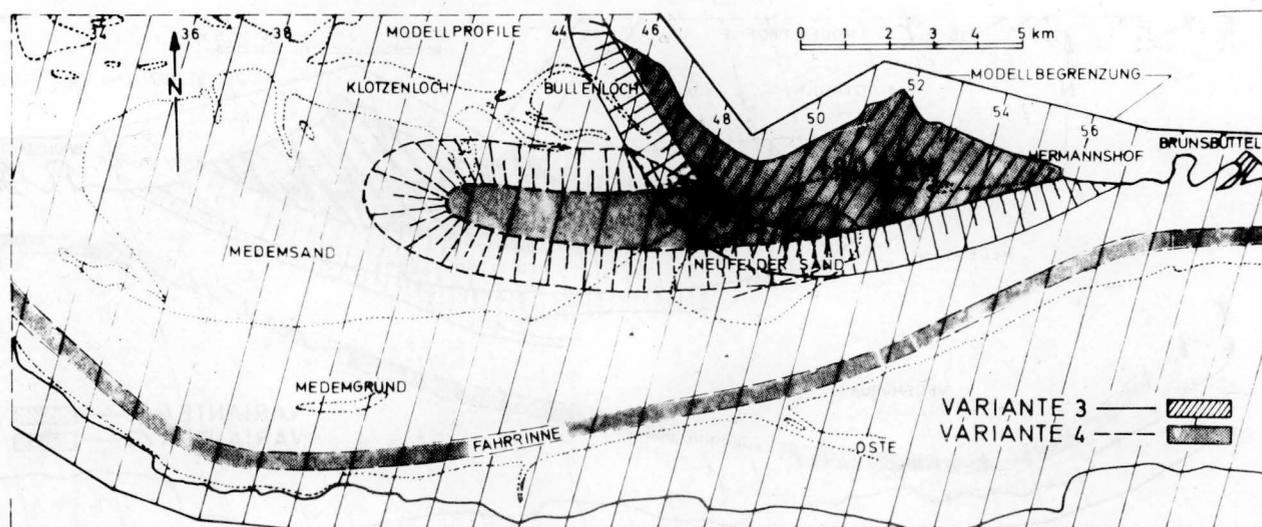


Bild 43: Die Varianten 3 und 4 für Spülfelder

Laufzeit (Jahre Natur)	Elbabschnitte bzw. Gesamtlänge	Gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne V_F in hm^3		
		Variante 0	Variante 3	Variante 4
5 Jahre	4.	1,407	0,678	0,429
	3.	1,640	1,845	1,131
	2.	1,149	2,245	1,676
	1.	0,275	1,615	1,618
	Ges.	4,471	6,383	4,849
10 Jahre	4.	1,027	0,469	0,455
	3.	0,966	1,040	0,820
	2.	0,922	1,352	1,017
	1.	0,613	0,922	1,122
	Ges.	3,528	3,783	3,414

Zahlentafel IV: Modellversuche für Spülfelder, gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne für die Varianten 3 und 4 im Vergleich zu Variante 0 (Ausgangszustand)

Nach 5jähriger Laufzeit werden bei Variante 3 besonders im Raum südlich Brunsbüttel (Abschnitte 1 und 2) am oberstromseitigen Anfang der Deponie hohe Eintreibungen in die Hauptfahrrinne beobachtet. Am Ende des Versuches (nach 10 Jahren) stabilisieren sich die Verhältnisse. Das Gesamtvolumen der gemessenen Eintreibungen ist gegenüber Variante 0 um 7 % höher. Wie schon bei den vorhergehenden Varianten erwähnt, verlagern sich die Schwerpunkte der Eintreibungen in Richtung nach Oberstrom. Bei Variante 4 werden ähnliche Verhältnisse registriert. Nach 5- und 10jähriger Laufzeit sind aber allgemein geringere Eintreibungsvolumina im Vergleich zu Variante 3 aufgetreten. Im Vergleich zu Variante 0 ist die Gesamtbilanz nach 10 Jahren sogar 3 % günstiger ausgefallen.

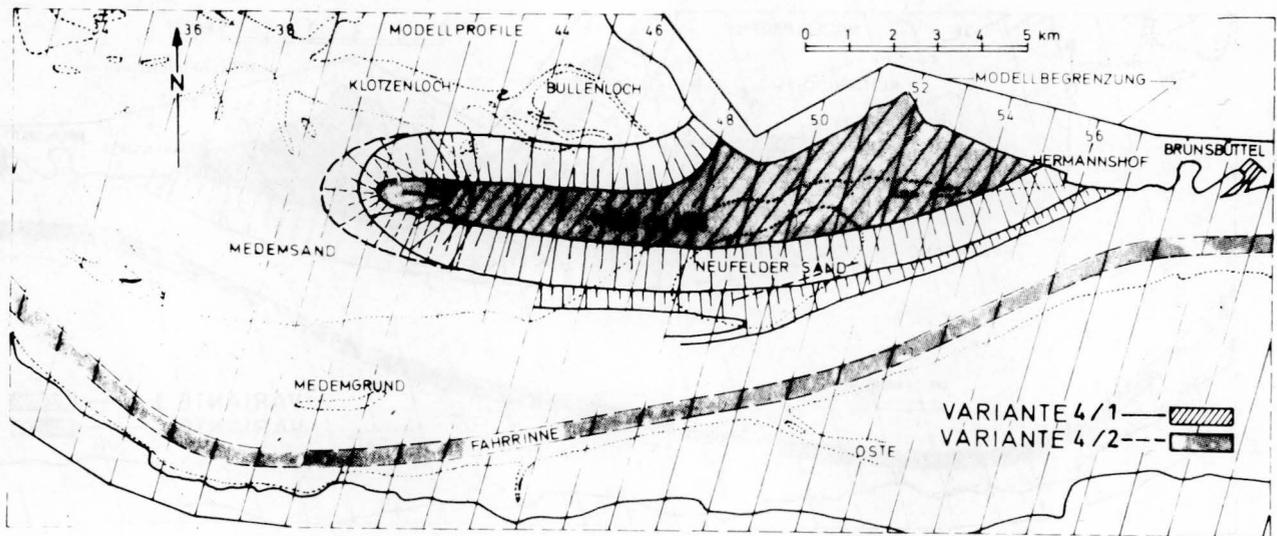


Bild 44: Die Varianten 4/1 und 4/2 für Spülfelder

Die zuletzt erwähnte Variante 4 wird weiter verfeinert. In der Variante 4/1 werden die Linienführung der elbseitigen Spülgutoberkante gering verändert und in der Hauptelbe gleichzeitig Querschnittsveränderungen in Form von Abgrabungen südlich des Neufelder Sandes berücksichtigt. Als Variante 4/2 wird für die gleichen Bedingungen wie bei Variante 4/1 eine Verlängerung der Sandbühne vor der Spülgutdeponie um 1,5 km nach Westen vorgeschlagen. Die gemessenen Eintreibungsbalancen sind in der folgenden Zahlentafel V angegeben.

Laufzeit (Jahre Natur)	Elbeabschnitte bzw. Gesamtlänge	Gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne V_F in nm^3		
		Variante 0	Variante 4/1	Variante 4/2
5 Jahre	4.	1,407	0,924	--
	3.	1,640	1,866	--
	2.	1,149	1,540	--
	1.	0,275	0,605	--
	Ges.	4,471	4,935	--
10 Jahre	4.	1,027	0,630	0,890
	3.	0,966	1,199	0,966
	2.	0,922	1,223	0,902
	1.	0,613	0,750	0,627
	Ges.	3,528	3,802	3,385

Zahlentafel V: Modellversuche für Spülfelder, gemessene Eintreibungen in die Hauptfahrrinne für die Varianten 4/1 und 4/2 im Vergleich zu Variante 0 (Ausgangszustand)

Bei Variante 4/1 wird nach 10 Jahren Laufzeit eine deutliche Minderung der Eintreibungen in die Hauptfahrrinne im oberen Ästuarabschnitt verzeichnet. Die Eintreibungsbalancen für beide Laufabschnitte (5 und 10 Jahre) sind jedoch gering höher als bei

Variante 0. Trotzdem ist eine Annäherung an die natürlichen Verhältnisse, d.h. eine ausgeglichene Massenbilanz in den vier Teilabschnitten zu erkennen. Aus Zeitgründen ist für Variante 4/2 die Zwischenaufmessung nach 5 Jahren Laufzeit ausgelassen worden. Das Ergebnis nach 10jähriger Laufzeit macht jedoch deutlich, daß eine sehr ausgeglichene Bilanz für alle Abschnitte im Vergleich zu Variante 0 eingetreten ist, wobei das Gesamtvolumen um 5 % abgenommen hat. Hiermit wird nachgewiesen, daß die Stabilität der Fahrrinne nicht in Frage gestellt ist und zukünftig nach der Aufspülung der Deponie in Form der Variante 4/2 keine Nachteile zu erwarten sind. Nach den Versuchen für Spülgutdeponien mit festem Landanschluß werden zwei Formen von inselartigen Spülgutdeponien auf dem Medemsand beschrieben, die ebenfalls hochwasserfreie Höhenlagen haben sollen. Die Abgrenzungen der Spülfelder wurden nach Entwürfen des Auftraggebers (WSA Cuxhaven) fixiert. Um eine dem Beharrungszustand entsprechende morphologische Entwicklung beobachten zu können, die für die Verformung größerer Wattgebiete notwendig ist, wurde die Laufzeit auf 15 Jahre Natur verlängert (Zwischenaufmessungen nach 5 und 10 Jahren).

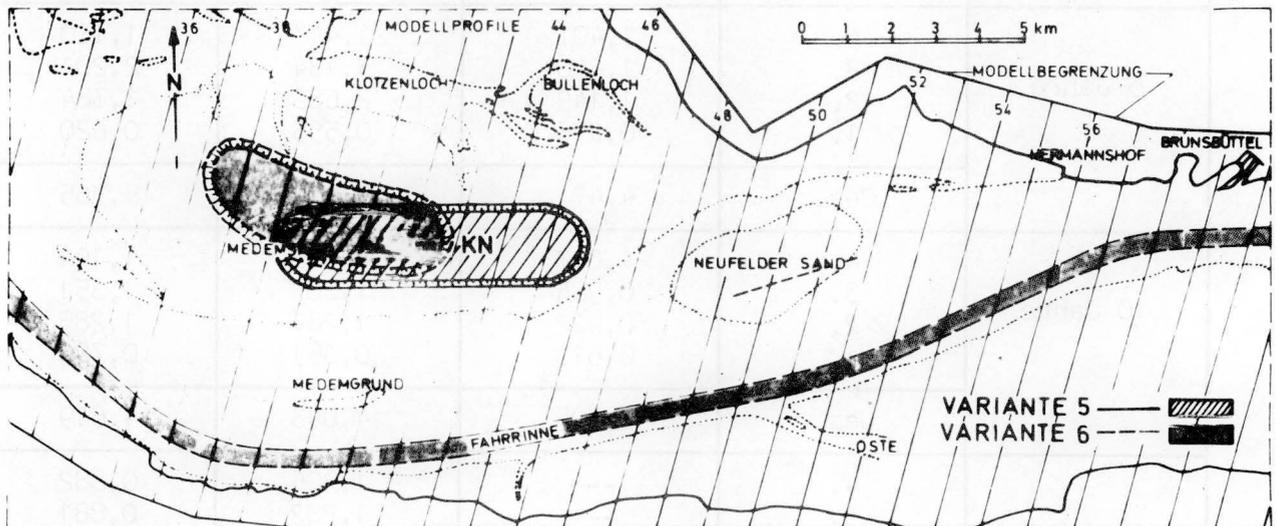


Bild 45: Die Varianten 5 und 6 für Spülfelder

Die Deponie nach Variante 5 wird auf eine Höhe von +4,0 m KN aufgespült. Die Böschungsneigungen sind 1:100. Bei einer mittleren Höhenlage des Watts von +2,0 m KN hat die Deponie ein Volumen von etwa 22 hm³. Die morphologischen Veränderungen und besonders die Eintreibungen in der Hauptfahrrinne werden aus Profilmessungen berechnet. Aus der in Bild 45 gezeigten Lageskizze ist zu erkennen, daß z.B. während der Flutphase die Überströmung des Medemsandes auf einer Länge von 7 km unterbrochen wird und demzufolge ein erhöhter Zufluß beiderseits der Deponie auftreten muß. Westlich der Deponie kommt es zu intensiven Sandbewegungen in Richtung Hauptelbe (nach Süden). Die hauptsächlich am Südufer anliegende Ebbeströmung ist nicht in der Lage einen genügend großen Transport in der Gegenrichtung zu entwickeln. Nordöstlich der Deponie zeichnet sich ein Durchbruch des Klotzenloches zur Neufelder Rinne ab, wodurch letztere merkbar versandet. Allgemein ist durch die inselartige Deponie auf dem Medemsand eine weit nach Oberstrom ausgedehnte und stark veränderte morphologische Entwicklung zu verzeichnen, wodurch die angestrebte Stabilisierung der Fahrrinne in Frage gestellt ist.

Die bei Variante 6 (Bild 45) veränderte Lage der Deponie, die den Strömungsverhältnissen etwas günstiger angepaßt ist, schwächt die bei Variante 5 geschilderten ungünstigen morphologischen Entwicklungen etwas ab, mit Ausnahme der Entwicklung nach 10 Jahren in Zahlentafel VI, aber insgesamt gesehen sind die inselartigen Deponien auf dem Medemsand ungünstiger als die Deponien mit festem Landanschluß. Bei Variante 6 bleibt ebenso wie bei Variante 5 die Tendenz eines Durchbruches des Klotzenloches zur Neufelder Rinne (nördlich der Deponie) erhalten, die für die Stabilisierung der Fahrrinne sehr ungünstige Folgen haben würden und zusätzliche Sicherungsmaßnahmen erfordern. Die Zahlentafel VI zeigt die gemessenen Eintreibungen in die Hauptfahr Rinne für die Varianten mit einer inselartigen Deponie auf dem Medemsand.

Laufzeit (Jahre Natur)	Elbeabschnitte bzw. Gesamtlänge	Gemessene Eintreibungen in die Hauptfahr Rinne V_F in hm^3		
		Variante 0	Variante 5	Variante 6
5 Jahre	4.	1,407	1,447	1,160
	3.	1,640	3,134	2,201
	2.	1,149	2,683	1,784
	1.	0,275	0,555	0,620
	Ges.	4,471	7,819	5,765
10 Jahre	4.	1,027	1,222	1,194
	3.	0,966	1,203	1,351
	2.	0,922	1,287	1,285
	1.	0,613	0,351	0,789
	Ges.	3,528	4,063	4,619
15 Jahre	4.	---	1,356	0,882
	3.	---	1,282	0,881
	2.	---	0,719	0,871
	1.	---	0,451	0,720
	Ges.	---	3,808	3,354

Zahlentafel VI: Modellversuche für Spülfelder, gemessene Eintreibungen in die Hauptfahr Rinne für die Varianten 5 und 6 im Vergleich zu Variante 0 (Ausgangszustand)

Das vorher gesetzte Ziel, mit gespülten Deponien eine verbesserte Regelung einzuleiten, die zur Minderung der Eintreibungen in die Hauptfahr Rinne beitragen könnte, wurde nicht erreicht. Grundsätzlich bleibt festzuhalten, daß Eingriffe in die langperiodisch geformte Morphologie eines Ästuars eine äußerst sensible Resonanz zeigen. Deshalb erscheint es zweckmäßig, für derartige Baumaßnahmen vorab die hydraulisch - morphologischen Zusammenhänge zu untersuchen, damit Fehleinschätzungen vermieden werden. Diese Versuche wurden Ende 1978 zunächst abgeschlossen, um andere dringende Untersuchungen auszuführen.

4 Zusammenfassung

Mit diesem Bericht wird die in Heft Nr. 31 des Mitteilungsblattes der Bundesanstalt für Wasserbau begonnene Berichterstattung über das Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle fortgesetzt. Nach einigen ergänzenden grundsätzlichen theoretischen Betrachtungen wird anhand von Fallstudien, die in der Zeit von 1971 - 1978 im Modell bearbeitet wurden, die Vielfalt der Problemstellungen für ein Tidemodell mit beweglicher Sohle vorgestellt. Da es bis heute noch nicht möglich ist, allein aufgrund von Naturbetrachtungen und theoretischen Überlegungen exakte Aussagen über das Transportverhalten in einem Tideästuar zu machen, bleibt das Modell mit beweglicher Sohle ein geeignetes Hilfsmittel um offene Fragen bezüglich geplanter Baumaßnahmen einer geeigneten Lösung näherzubringen.

Eine Reihe von Untersuchungen beschäftigt sich ausführlich mit der weiteren Überprüfung der Naturähnlichkeit, die notwendig ist, um die Aussagen von Modellergebnissen abzusichern. Die guten Ergebnisse z.B. für Tracermessungen und die Stabilität von Wattgebieten zeigen den Fortschritt und die Beherrschung der Modelltechnik zur Erfassung des Feststofftransportes bei richtungsveränderlich-nichtstationärer Strömung. Über den Fortgang der Arbeiten im Modell der Elbe mit beweglicher Sohle soll weiter berichtet werden.

5 Bezeichnungen

A	durchströmter Querschnitt, Flächen	[m ²]
Ci	Curie, Aktivität radioaktiver Stoffe (Ci $\hat{=}$ 1 g Radium)	[3,7 · 10 ¹⁰ Zerfalls- akte/s]
F	Flächen	[m ²]
Fr	FROUDE-Zahl ($Fr = v / \sqrt{g \cdot L}$)	[-]
Fr _*	erweiterte FROUDE-Zahl des Kornes	[-]
H _r	Maßstabszahl der Höhen ($H_r = H_n / H_m$)	[-]
I	Gefälle	[-]
K _e , K _f	Ebbestrom- bzw. Flutstromkenterpunkte	[-]
L	Länge	[m]
L _r	Maßstabszahl der Längen ($L_r = L_n / L_m$)	[-]
LZ	Laufzeit eines Versuches im Modell	[Naturjahre]
MThw, MTnw	mittleres Tidehoch- bzw. -niedrigwasser	[m PN]
MThb	mittlerer Tidehub	[m]
ME	morphologische Entwicklung	[in % vom Beharrungs- zustand]
N	Zahlenwert	[-]
NN	Normal-Null (geodätische Höhe)	[m]
O	Niveaufläche	[km ²]
PN, KN	Pegel-Null, Karten-Null	[m NN]
Q	Volumenstrom, Durchfluß	[m ³ /s]
Q _o	Oberwasserabfluß	[m ³ /s]
Re	REYNOLDS-Zahl ($Re = v \cdot L / \nu$)	[-]
Re _*	REYNOLDS-Zahl des Kornes ($Re_* = v_* \cdot d / \nu$)	[-]
T, T _e , T _f	Tidedauer, Ebbestromdauer, Flut- stromdauer	[h, min, s]
T _E , T _F	Ebbedauer, Flutdauer	[h, min, s]
Thb, T1/2w	Tidehub, Tidehalbwasser	[m]
Thw, Tmw, Tnw	Tidehoch-, mittel-, niedrigwasser	[m]
V	Volumen	[m ³]
WE	Watteinzugsgebiet	[km ²]
\bar{a}	Parameter für eine logarithmische Ausgleichsfunktion	[-]
d	Abstand, Korndurchmesser (allgemein)	[cm]
da	Schichtdicke des Absorbers	[cm]
d _r	relatives Verhältnis der Korn- durchmesser ($d_r = d_n / d_m$)	[-]

d_g, d_m, d_{50}	mittlerer Korndurchmesser	[mm]
f	Funktion	[-]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
h	Wassertiefe, Stunde	[m, h]
k_f, k_e	Kenterpunktverschiebung (Flut bzw. Ebbe)	[s]
km	Kilometer	[km]
min	Minute	[min]
r	Radius	[cm]
s	Sekunde	[s]
t	Zeit	[s]
v	Geschwindigkeit mit den Komponenten (v_x, v_y, v_z)	[m/s]
v_o, v_m	mittlere Fließgeschwindigkeit Querschnittsmittelwert)	[m/s]
v_*	Schubspannungsgeschwindigkeit ($v_* = \sqrt{\tau_o / \rho_w}$)	[m/s]
z^*	geodätische Höhe, bezogen auf MTnw	[m]
α, β	Beiwerte (im Text definiert)	[-]
γ	Strahlungsraten (radioaktive Tracer)	[MeV]
γ_s, γ_w	spezifisches Gewicht des Sediments, des Wassers	[N/m ³]
Δ	Differenz	[-]
μ	Absorptionskoeffizient	[-]
ν	kinematische Zähigkeit	[m ² /s]
ρ_w, ρ_s	Dichte des Wassers, des Sediments	[kg/m ³]
τ_o	Sohlschubspannung	[N/m ²]

Die verwendeten Indizes haben folgende Bedeutung:

F	Auf das Fahrwasser bezogen
cr	kritischer Zustand (z.B. Beginn der Sedimentbewegung)
e, f	Ebbe-, Flut-
m	Modellgröße oder Mittelwert
min	minimale Größe
n	Naturgröße
r	Relativgröße = Naturgröße/Modellgröße
w	Wasser
s	Sediment

6 Literatur

- [1] GEHRIG (1967), Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegungen in Modellen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 25.
- [2] O'BRIEN (1969), Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy Coasts. Journal of the Waterways and Harbors Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, February.
- [3] GIESE (1971), Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe. Die Wasserwirtschaft, März.
- [4] GIESE (1972), Das Tideregime der Elbe. Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 31.
- [5] VOLLMERS (1972), Elbe Tidal Model with Movable Bed. Proceedings of the 13th International Conference on Coastal Engineering, Vancouver, Canada.
- [6] YALIN (1972), On the Geometrically Similar Reproduction of Dunes in a Tidal Model with Movable Bed. Proceedings of the 13th International Conference on Coastal Engineering, Vancouver, Canada.
- [7] GIESE (1973), The Tidal Regime of the Elbe-River, Hydraulic Model with Movable Bed. Proceedings of the International Symposium on River Mechanics, Bangkok, Thailand.
- [8] GIESE (1974), Experience with Movable Bed Tidal Models. Proceedings of the 14th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, Denmark.
- [9] RENGER (1974), Stabilitätsverhalten von Watteinzugsgebieten. Die Küste, Heft 25.
- [10] GIESE (1975), On the Reproduction on Morphological Changes in a Coastal Model with Movable Bed. Proceedings of the 16th International Congress of the IAHR, São Paulo, Brazil.
- [11] GIESE (1975), Die Reproduktion morphologischer Veränderungen in einem Tidemodell mit beweglicher Sohle. Wasserwirtschaft 65, 7/8.
- [12] GIESE (1975), Erfahrungen mit dem Betrieb von Tidemodellen mit beweglicher Sohle. Die Küste, Heft 27.

- [13] GIESE (1976), Stability Problems for the Navigation Channel in a Tidal River. Proceedings Rivers 76, Fort Collins, Colorado, USA.
- [14] ROHDE (1976), Sand Movement Investigations by Means of Radioactive Tracers in a Hydraulic Model and in the Field. Proceedings on the 15th International Conference on Coastal Engineering, Hawaii, USA.
- [15] ROHDE (1977), Untersuchung der Sandbewegung mit Hilfe radioaktiver Tracer in einem hydraulischen Modell und in der Natur. Die Küste, Heft 31.
- [16] GIESE (1977), Investigation of Training Structures in a Tidal Model with Movable Bed. Proceedings of the 17th Congress of the IAHR, Baden-Baden, Germany.
- [17] GIESE (1978), Use of an Estuary Mobile Bed Model to Investigate Sedimentation Processes. International Conference on Water Resources Engineering, Bangkok, Thailand.
- [18] GIESE (1978), Investigation of Coastal Sedimentation Processes. Symposium Coastal Zone 78, San Francisco, California, USA.
- [19] GIESE (1978), Tidemodelle mit beweglicher Sohle.
VOLLMERS DVWW, Mitteilungsheft Nr. 4, Wasserbauliches Versuchswesen.

