

Hydraulische Modellversuche zum Sturmflutgeschehen in der Unterelbe (1976–1980)

Von Dieter Berndt, Hermann Harten und Hans Rohde

Zusammenfassung

Von der Abteilung Küste der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg-Rissen sind umfangreiche Untersuchungen an dem dort vorhandenen Elbmodell zum Sturmflutschutz an der Unterelbe ausgeführt worden. Um die Sturmfluten im Modell naturähnlich auf der gesamten Flußlänge nachzubilden, war es erforderlich, besondere modeltechnische Verfahren zu entwickeln. Die hydraulischen Modellversuche werden beschrieben und ihre Ergebnisse dargestellt.

Summary

Extensive investigations concerning the defence against storm surges have been performed with a hydraulic tidal model of the Elbe river by the Federal Institute of Waterways Engineering (Bundesanstalt für Wasserbau) in Hamburg-Rissen. New model techniques had to be developed in order to accurately simulate stormtides over the entire river length. The model trials including the results of investigations are presented in this report.

Inhalt

1. Einführung	106
2. Das Elbmodell	106
2.1 Modellgrenzen und Ausstattung	106
2.2 Modellmaßstäbe und Naturähnlichkeit bei mittleren Tiden	112
2.3 Naturähnlichkeit bei Sturmflutuntersuchungen	113
3. Vorversuche	115
3.1 Allgemeines	115
3.2 Sturmflutsperrwerke	118
3.2.1 Vorbemerkungen	118
3.2.2 Versuchsprogramm und -ausführung	118
3.2.3 Versuchsergebnisse	121
3.3 Sturmflutpolder zwischen Hamburg und der Pinnaumündung	127
3.3.1 Vorbemerkungen	127
3.3.2 Versuchsprogramm und -ausführung	127
3.3.3 Versuchsergebnisse	130
3.4 Einengung des Mündungstrichters der Elbe	131
3.4.1 Vorbemerkungen	131
3.4.2 Versuchsprogramm und -ausführung	132
3.4.3 Versuchsergebnisse	135
3.5 Zusammenfassende Beurteilung der Ergebnisse der Vorversuche	140
4. Hauptversuche	141
4.1 Herstellen der Naturähnlichkeit	141
4.2 Sturmflutsperrwerke	147
4.2.1 Versuchsprogramm und -ausführung	147
4.2.2 Versuchsergebnisse	150
4.3 Einengung der Elbemündung und mündungsnaher Sturmflutpolder	153
4.3.1 Versuchsprogramm und -ausführung	153
4.3.2 Versuchsergebnisse	159

4.4 Auswirkungen von Deichbaumaßnahmen an der Unterelbe	166
4.4.1 Versuchsprogramm und -ausführung	166
4.4.2 Versuchsergebnisse	166
4.5 Untersuchung extremer Sturmfluten	170
5. Schriftenverzeichnis	174

1. Einführung

Mit den Modellversuchen bei der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Hamburg-Rissen wurde im Oktober 1976 begonnen, nachdem von Strom- und Hafenbau, Hamburg, im Februar/März 1976 in Auftrag gegebene Voruntersuchungen abgeschlossen waren. Der förmliche Vertrag zwischen den drei Ländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein und der BAW über die Ausführung der Modellversuche wurde am 28. Juli 1977 abgeschlossen mit einem Zusatzvertrag vom 20. 12. 1978. In den Abschnitten 3 und 4 der vorliegenden Arbeit werden diese Modellversuche geschildert und ihre Ergebnisse dargestellt.

2. Das Elbemodell

2.1 Modellgrenzen und Ausstattung

Das bei der Abteilung Küste der BAW in Hamburg-Rissen bestehende Elbemodell mit fester Sohle ist in seinen Grundformen 1959/60 gebaut worden (ROHDE, 1971). Es ist als Dauermodell ständig im Betrieb gewesen, um Aussagen über die Wirkung der seitdem geplanten Ausbauten der Unterelbe zu machen und andere Maßnahmen zu untersuchen (BAW, 1970 und 1976). Im allgemeinen wurde das Modell für mittlere Tideverhältnisse betrieben und die Auswirkung von Baumaßnahmen auf Sturmfluten stets nur am Rande untersucht.

Das Modell ist im Längenmaßstab 1:500 und Höhenmaßstab 1:100 gebaut und in einer Leichtbauhalle untergebracht (Abb. 1). Die Sohle besteht aus Beton, die notwendige Rauheit wird durch Betonklötzchen, Stacheldraht und Streckmetall erzeugt. Die äußere Grenze des Modells liegt im Westen bei km 752 (etwa ehemalige Position des Feuerschiffs Elbe 2), von dort wird die Tide eingesteuert. Die obere Grenze des Modells liegt bei Geesthacht (km 585); dort kann der gewünschte Oberwasserzufluß über ein Meßwehr zugegeben werden. Die Nebenflüsse der Elbe sind stilisiert dargestellt, d. h., nur der Wasserraum ist durch aufgewinkelte Rechteckrinnen nachgebildet. Oberwasser wird bei den Nebenflüssen in der Regel nicht zugegeben, da es im Verhältnis zum Durchfluß in der Elbe vernachlässigbar klein ist.

Abb. 2 ist ein allgemeiner Lageplan des Modells. Von der äußeren Grenze bis Zollenspieker (km 598,3) ist die Elbe geometrisch ähnlich dargestellt, zwischen Zollenspieker und Geesthacht wurde eine Kurvenspiegelung vorgenommen. Vor Ausführung der Hauptversuche (Abschn. 4) wurde das Modell über Geesthacht hinaus verlängert, weil in der Natur schwere und sehr schwere Sturmfluten über das gelegte Wehr Geesthacht in die normalerweise tidefreie Elbe einlaufen. Der Elbeabschnitt von Geesthacht bis Bleckede (km 552) ist dabei jedoch nur stilisiert (Flußlänge und Querschnitte) nachgebildet worden.

Das Modell entsprach für die Sturmflutversuche weitgehend dem morphologischen Zustand von 1971. Zusätzlich waren das Fahrwasser des 13,5-m-Ausbaus in Tiefe und Breite eingebaut sowie die Aufhöhungsflächen, wie sie entwurfsmäßig vorgesehen oder aufgrund von Modellversuchen vorgeschlagen worden waren. Nur in Teilbereichen der Watten in der

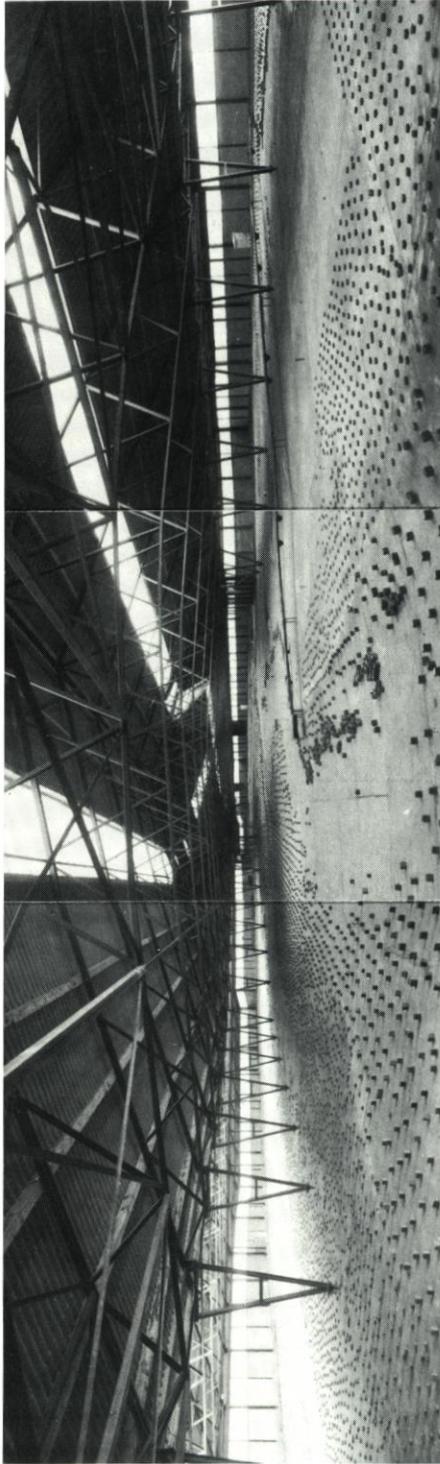


Abb. 1. Blick in die Elbehalle

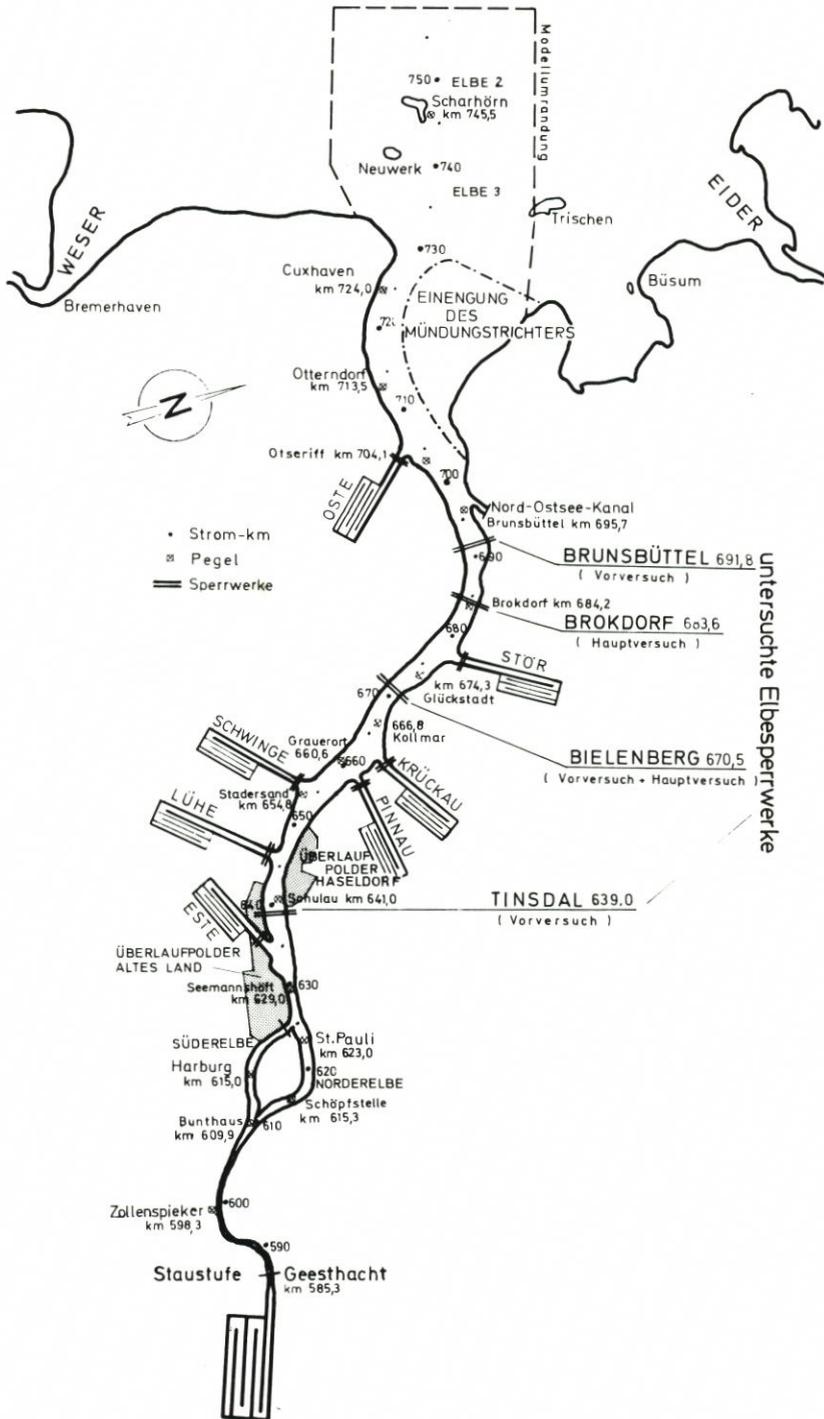


Abb. 2. Allgemeiner Lageplan des Modells (mit Aufwicklungen, Pegeln, Kilometrierung und den in den Modellversuchen untersuchten Baumaßnahmen)

Außenelbe bestand noch der ursprüngliche Modellzustand, also die Topographie von 1956/57. In diesem Bereich wurden aber keine Untersuchungen vorgenommen. Die Watthöhe selbst wird sich nicht geändert haben; dagegen ist es zur Verlagerung einiger Priele gekommen. Diese Veränderungen haben jedoch keinen Einfluß auf Wasserstände und Strömungen in der Unterelbe, so daß auf eine Änderung der Topographie des Modells in diesem Bereich verzichtet werden konnte. Die Lage der Hamburger Hafenbecken und ihre Tiefe waren geometrisch ähnlich im Zustand 1973 dargestellt. Die Landflächen des Hafens waren dabei auf sturmflutfreie Höhe gelegt, weil ursprünglich mit dem Modell nur Versuche bei mittlerer Tide ausgeführt wurden. Für die Vorversuche (Abschn. 3) blieb dieser Zustand erhalten. Vor Ausführung der Hauptversuche wurden die Landflächen des Hafens auf die tatsächlichen Höhenlagen gebracht und der topographische Zustand des Hafens von 1977 eingebaut.

Das Modell ist seit 1973/74 mit einer optisch-elektrischen Steueranlage ausgerüstet. Dabei wird eine auf Spezialfolie gezeichnete Tidekurve (mehrere Folgen einer Kurve oder ein bestimmter Tidezyklus) durch eine Fotozelle abgetastet und damit die Steuerklappe am Modelleinlauf gesteuert (BAW, 1970). Abb. 3a zeigt den geöffneten Schrank der Steueranlage



Abb. 3a. Modellsteueranlage, Gesamtansicht

in Gesamtansicht, Abb. 3b einen Teil des Bandes mit der Tidekurve und die Abtasteinrichtung. Mit Hilfe dieser Anlage lassen sich alle Tiden mit großer Genauigkeit in das Modell einsteuern. Für die Messung der Wasserstände im Modell kamen sowohl Schwimmerpegel (Abb. 4) als auch „vibrierende Spitzentaster“ (Abb. 5) zur Verwendung. Die Schwimmerpegel wurden vorwiegend für ortsfeste Pegel in den Randbereichen des Modells eingesetzt, während die vibrierenden Spitzentaster vor allem für den mobilen Einsatz im Modell in Frage kamen.

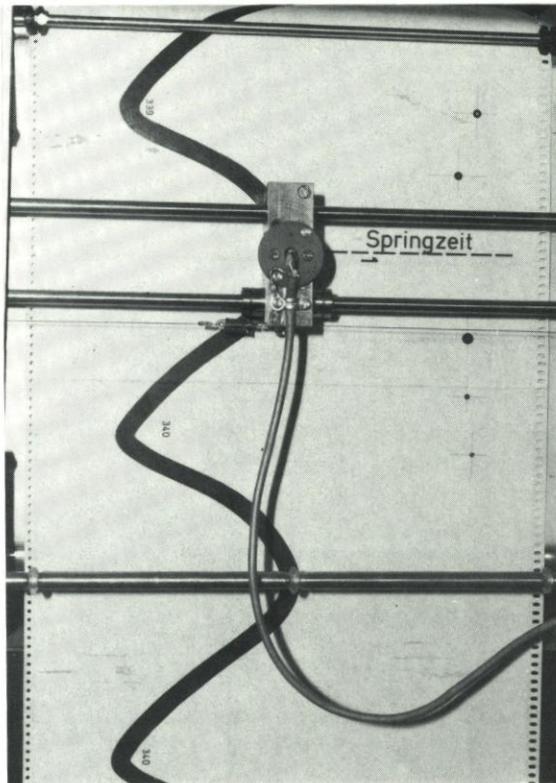


Abb. 3b. Modellsteueranlage, Steuerkurve und Abtasteinrichtung

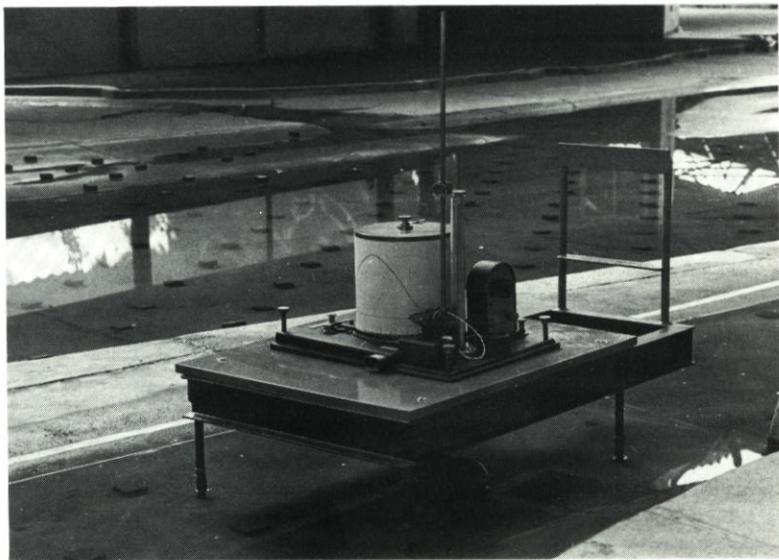


Abb. 4. Modell-Schwimmerschreibpegel

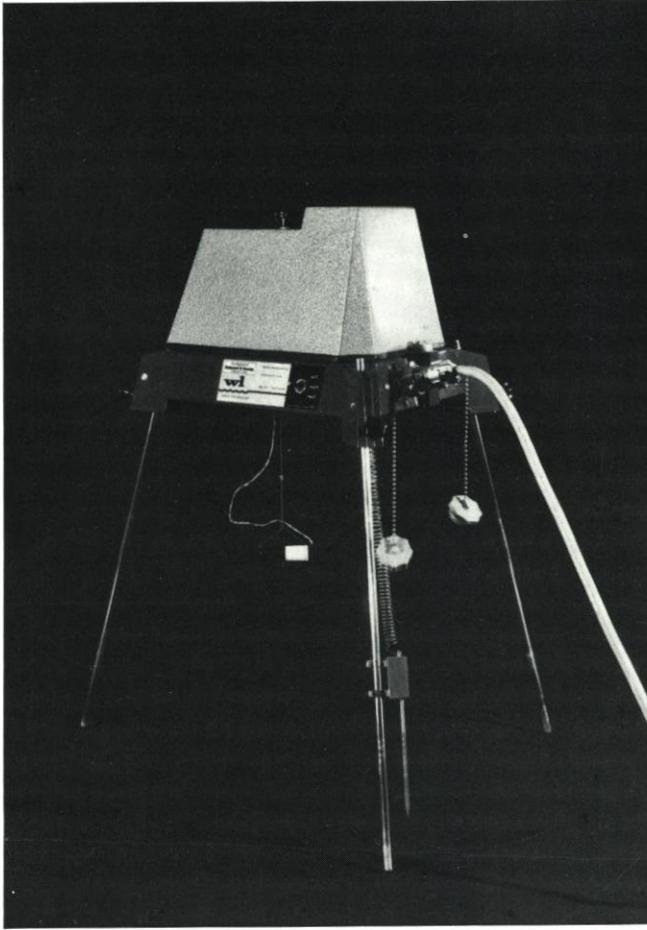


Abb. 5. Vibrierender Spitzentaster zur Wasserstandsmessung im Modell

Sie stören die Strömung praktisch nicht und können daher überall im Fließquerschnitt eingesetzt werden. In Verbindung mit Punktdruckern gestatten die Spitzentaster auch die unmittelbare Registrierung von Wasserstandsunterschieden zwischen jeweils zwei beliebigen Pegeln. Die Funktionsweise der vibrierenden Spitzentaster ist in (BAW, 1970) näher beschrieben. Zur Messung der Fließgeschwindigkeit wurden Mikroflügel mit Propellerdurchmessern von 1,5 cm verwendet. Dabei ist die Anzahl der Umdrehungen, die elektrisch gezählt und in vorgewählten Zeitabständen ausgedruckt wird, ein Maß für die Größe der Geschwindigkeit. Mit einer Strömungsfahne wird der Meßflügel stets in Strömungsrichtung gestellt. Die Richtung wird über Kontakte, die von der Strömungsfahne ausgelöst werden, ebenfalls durch den Punktdrucker registriert. Abb. 6 zeigt einen kombinierten Strömungs- und Geschwindigkeitsmesser. Die gesamte Meßwerterfassung erfolgt zentral im Steuer- und Meßraum. Neben den genannten analogen Aufzeichnungen durch Punktdrucker ist simultan eine digitale Speicherung und teilweise Verarbeitung der Meßwerte in einem Prozessorrechner mit geeigneter Peripherie möglich.

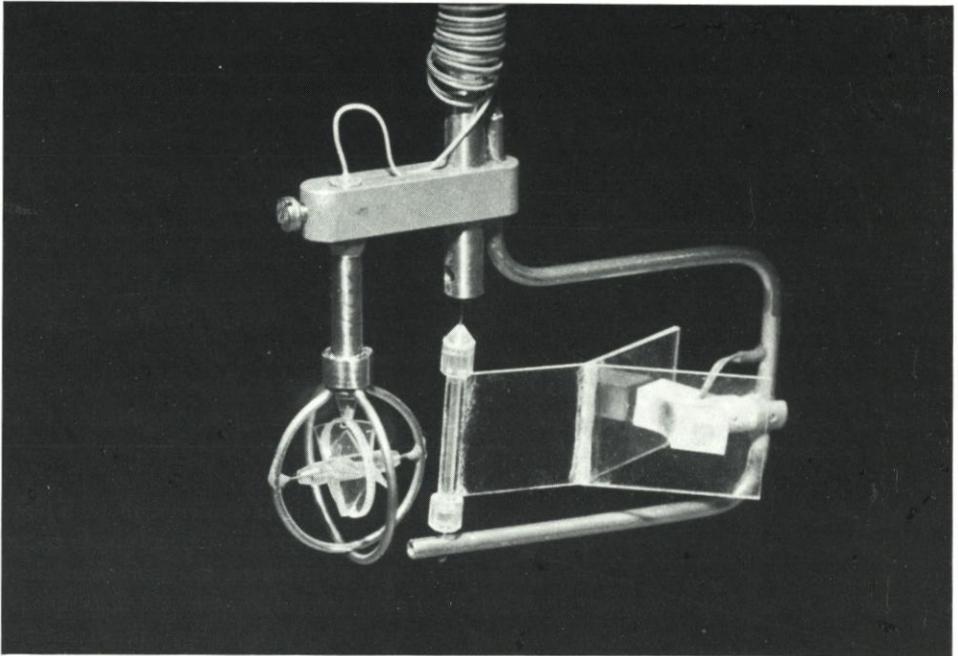


Abb. 6. Kombiniertes Strömungsrichtungs- und Geschwindigkeitsmesser

2.2 Modellmaßstäbe und Naturähnlichkeit bei mittleren Tiden

Damit in dem Modell Strömungsvorgänge naturähnlich ablaufen, müssen neben der geometrischen Ähnlichkeit auch die dynamischen Ähnlichkeitsbedingungen erfüllt sein, d. h., die wirksamen Kräfte und die Zeiten in Natur und Modell haben jeweils in einem bestimmten Maßstabsverhältnis zueinander zu stehen. Bei Flußbaumodellen mit fester Sohle, zu denen auch die großflächigen Tidemodelle gehören, überwiegt der Einfluß der Trägheits- und Schwerkraft. Dynamische Ähnlichkeit ist in diesem Fall vorhanden, wenn das FROUDE-Gesetz erfüllt ist, daß bei unverzerrten Modellen die Maßstabszahl der Zeit (τ) der Quadratwurzel aus der Maßstabszahl der Länge (λ) entspricht:

$$\tau = \sqrt{\lambda}$$

$$\tau = \frac{T_N}{t_M} \quad \lambda = \frac{L_N}{l_M}$$

N = Naturwert, M = Modellwert

In der folgenden Tabelle sind die Maßstabszahlen für verschiedene geometrische Größen und aufgrund des FROUDE-Gesetzes für einige hydrologische Größen zusammengestellt, wie sie sich für das 1:5 höhenverzerrte Elbmodell mit fester Sohle der BAW ergeben:

Tabelle 1
Maßstabsverhältnisse

Bezeichnung	Einheit	Maßstabszahl	Übertragungsverhältnis	
			Elbmodell	Natur
Längen, Breiten	m	λ_L	1:500	1 m $\hat{=}$ 0,5 km
Höhen	m	λ_H	1:100	1 cm $\hat{=}$ 1 m
Querschnitte	m ²	$\lambda_L \cdot \lambda_H$	1:50 000	1 cm ² $\hat{=}$ 5 m ²
Volumina	m ³	$\lambda_L^2 \cdot \lambda_H$	1:25 000 000	1 cm ³ $\hat{=}$ 25 m ³
Fallzeiten	s	$\lambda_H^{0,5}$	1:10	1 s $\hat{=}$ 10 s
Fließzeiten	s	$\lambda_L \cdot \lambda_H$	1:50	1 s $\hat{=}$ 50 s
Fließgeschwindigkeiten	m/s	$\lambda_H^{0,5}$	1:10	72 s $\hat{=}$ 1 Std.
Durchflüsse	m ³ /s	$\lambda_L \cdot \lambda_H^{1,5}$	1:500 000	10 cm/s $\hat{=}$ 1 m/s
				1 l/s $\hat{=}$ 500 m ³ /s
mittlere Tidedauer 12 Std. 25 min $\hat{=}$ 14,9 min				

Wenn in einem Tidemodell an der äußeren Modellgrenze eine bestimmte Tide eingesteuert und an der oberen Modellgrenze der zugehörige Oberwasserzufluß zugegeben wird, so müssen an allen Meßpunkten nach Umrechnung mit den in Tab. 1 angegebenen Maßstabszahlen die Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten in Natur und Modell übereinstimmen, falls auch die Rauheit im Modell der in der Natur entspricht. Da im Modell Krümmungen, Sohlenmorphologie und Einbauten (z. B. Bühnen) naturähnlich nachgebildet sind, stimmen Natur und Modell geometrisch weitgehend überein. Dagegen ist insbesondere bei überhöhten Modellen mit fester Betonsohle die Betrauheit im Modell im Vergleich zur Natur zu gering. Zur Herstellung der Naturähnlichkeit des hydraulischen Modells wird daher die Betrauheit im Modell empirisch durch abschnittswise Einbau von Rauheitselementen (Betonklötzchen, Blechstreifen, Stacheldraht, Streckmetall) so lange vergrößert, bis auf der gesamten im Modell nachgebildeten Flußstrecke eine ausreichende Übereinstimmung der im Modell gemessenen Wasserstände mit den bei gleichen Verhältnissen in der Natur ermittelten Werten erreicht ist. Bei Vorhandensein der naturähnlich richtigen Rauheit läuft die Tide in der gesamten nachgebildeten Flußstrecke naturähnlich ab, und auch die mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten stimmen mit der Natur überein.

2.3 Naturähnlichkeit bei Sturmflutuntersuchungen

Jede Sturmflut ist ein Einzelereignis, das sich in einer absolut gleichen Form niemals wiederholen wird. Wenn man in den Wasserständen von Modell und Natur volle Übereinstimmung erzielen will, müssen alle hydrologischen Faktoren, die während der Sturmflut in den Zeiten davor und danach vorgelegen haben, voll übereinstimmen. Das läßt sich in einem Modell, welches den gesamten Tidebereich eines Flusses darstellt, nicht erreichen, insbesondere wenn das Modell nicht nur den eigentlichen Tidefluß, sondern auch größere Wattflächen und Nebenrinnen des äußeren Ästuarbereiches umfaßt.

Bei Sturmfluten wird die Tidewelle durch Wind stark verformt. Infolge des Windeinflusses im äußeren Ästuar treten im Bereich der Steuerstelle Wasserstandsunterschiede und Querströmungen auf, die durch Steuerung des Modells mit einer Steuerklappe, wie sie für die Einsteuerung einer mittleren Tide genügt, nicht nachgebildet werden können. Dazu kommen in zeitlicher Abhängigkeit wechselnde Größen von Windrichtung und -stärke sowohl im

äußeren Ästuarbereich als auch im eigentlichen Tidefluß. Der in der Regel nicht geradlinige Verlauf des Flusses bewirkt, daß selbst bei konstanter Windrichtung nicht über die gesamte Flußlänge überall eine gleichgerichtete Windstauwirkung entsteht. Diese Windeinflüsse können nicht durch unmittelbare Eingabe von Wind in das Modell mit Hilfe von Gebläsen nachgebildet werden, selbst wenn man empirisch die Reibungseinflüsse in der Grenzschicht Luft/Wasser berücksichtigen könnte. Es würden dabei aber Oberflächenwellen erzeugt, die in Größe und Wirkung nicht mehr naturähnlich sind. Eine Aussage über Wasserstandsänderungen durch Baumaßnahmen oder über Strömungsverhältnisse wäre dann nicht möglich.

Die fehlende Nachbildung des Windeinflusses führt dazu, daß die Sturmflutwasserstände im Modell schon bald oberhalb der äußeren Steuerstelle selbst dann zu niedrig sind, wenn die Tidekurven an der Steuerstelle in der Natur und im Modell vollkommen übereinstimmen. Die Abweichungen werden mit der Entfernung von der Steuerstelle im allgemeinen größer. Dagegen läßt sich in der Form der Tidekurven eine zufriedenstellende Übereinstimmung erreichen. Diese Erscheinung tritt in unterschiedlicher Größenordnung bei allen Modellversuchen auf, die für die Untersuchung von Sturmfluten in langgestreckten Ästuaren ausgeführt werden. Wenn die Steuerstelle des Modells schon im eigentlichen Flußverlauf liegt, z. B. bei der Elbe zwischen Cuxhaven und Brunsbüttel, werden die Abweichungen geringer sein als wenn sie in der Außenelbe, also schon im freien Seegebiet liegt, wie beim Elbmodell der Bundesanstalt für Wasserbau.

Für einzelne Modellabschnitte ist es jedoch möglich, annähernd naturähnliche Verhältnisse herzustellen. In der Modellpraxis kann man sich bei Sturmflutuntersuchungen damit behelfen, daß man die Steuertide höher einlaufen läßt. Man hebt sie soweit an, daß in dem jeweiligen Untersuchungsbereich die Tidekurven im Modell denen in der Natur entsprechen. Bei langen Tideflüssen ist es dabei nicht möglich, auf der gesamten Flußstrecke Übereinstimmung in den Wasserständen zu erzielen. Erreicht man z. B. für die Strecke Geesthacht-Stadersand eine ausreichende Übereinstimmung der Scheitelwasserstände in Natur und Modell, so liegen unterhalb davon bis zur Steuerstelle die Scheitelwasserstände zu hoch. Erreicht man zwischen Cuxhaven und Stadersand Übereinstimmung, so liegen die Scheitelwasserstände zwischen Stadersand und Geesthacht zu niedrig.

Wenn man jedoch tatsächliche Sturmflutabläufe nachvollziehen will, genügt es nicht, einen abschnittsweise naturähnlichen Verlauf der Scheitelwasserstände herzustellen, sondern es muß eine Übereinstimmung auf der gesamten untersuchten Flußstrecke vorhanden sein. Dazu mußten neue Modelltechniken entwickelt werden. Auf diese mit „Impulsstrahlen“ und „Pendelrauhheit“ bezeichneten Verfahren wird im Abschnitt 4.1 näher eingegangen (BERNDT et al., 1981). Da für die Entwicklung dieser Verfahren langwierige Vorarbeiten notwendig waren, wurde beschlossen, zuerst das Versuchsprogramm mit überhöhten Steuertiden auszuführen. Schon daraus lassen sich wertvolle Schlüsse auf die Wirksamkeit der verschiedenen Maßnahmen ziehen und damit Vorentscheidungen treffen. Diese Untersuchungen wurden als Vorversuche bezeichnet; über sie wird in Abschnitt 3 berichtet. Die sich daraus als erfolgversprechend abzeichnenden Maßnahmen sowie die Untersuchungen über die Auswirkungen von Vordeichungen wurden in Versuchen überprüft, bei denen durch die besonderen versuchstechnischen Maßnahmen eine weitgehende Übereinstimmung der Sturmdeichkurven auf der gesamten Strecke von Cuxhaven bis Bleckede erreicht worden war. Über diese als Hauptversuche bezeichneten Untersuchungen wird im Abschnitt 4 berichtet.

3. Vorversuche

3.1 Allgemeines

Ziel der Versuche sollte es sein, grundsätzliche Erkenntnisse über die Wirksamkeit verschiedener Baumaßnahmen zur Verringerung der Sturmflutscheitelhöhen in der Unterelbe zu erlangen und zwar durch:

- A. Vollständige Abspernung der Elbe durch ein Sturmflutsperrwerk
- B. Sturmflutpolder zwischen Hamburg und der Pinnaumündung
- C. Einengung des Mündungstrichters der Elbe

Bei den Versuchen kam es darauf an, zwischen den genannten Maßnahmen und den dabei im einzelnen untersuchten Versuchsvarianten qualitative Unterschiede in der Wirksamkeit aufzuzeigen. Aus den in Abschnitt 2.3 dargelegten Gründen wurde daher darauf verzichtet, die zu untersuchende Sturmflut auf der gesamten Flußlänge naturähnlich nachzubilden. Durch diese Versuche sollten aus der Vielzahl der zu untersuchenden Varianten jeweils die am günstigsten erscheinenden Lösungen ausgewählt werden, um diese dann in den Hauptversuchen näher zu untersuchen.

Die Vorversuche wurden mit der Sturmtide vom 3. 1. 1976 ausgeführt. Abb. 7 zeigt die Ganglinie am Pegel Cuxhaven vom 2. bis 5. 1. 76. Der Scheitelwert am 3. 1. ist mit 1010 cm über NN - 500 cm der höchste, der bisher in Cuxhaven gemessen wurde; er liegt 15 cm über dem HThw vom 16. 2. 1962 (PN + 995 cm). In Hamburg-St. Pauli lag HHTw am 3. 1. 1976 auf PN + 1145 cm und somit 75 cm höher als am 17. 2. 1962. Die Scheiteldifferenz zwischen Cuxhaven und St. Pauli betrug am 3. 1. 1976 131 cm gegenüber 72 cm im Februar 1962. Scheiteldifferenzen in dieser Größenordnung wie 1976 sind auch schon früher bei Sturmfluten vorgekommen, z. B. 1792 und 1793 (ROHDE, 1977). Die wesentlich größere Scheitelhöhe der Sturmflut vom 3. Januar 1976 gegenüber der vom 17. Februar 1962 ist überwiegend darauf zurückzuführen, daß die Deiche an der Unterelbe bis auf geringe Ausnahmen nicht gebrochen waren und daher keine großflächigen Überflutungen eintraten, die zu einem Absinken des Sturmflutscheitels im Bereich von Hamburg geführt hätten. Solche Verhältnisse haben erstmals 1976 vorgelegen; insoweit ist die Sturmflut vom 3. Januar 1976 für den Bereich der Stadt Hamburg mit keiner in der Geschichte bisher vorgekommenen sehr schweren Sturmflut vergleichbar (ROHDE, 1977). Der Oberwasserzufluß in Darchau lag zwischen dem 1. und 3. Januar 1976 zwischen 461 und 492 m³/s (MQ₀ = rd. 700 m³/s).

Der Verlauf der Tidekurve am Pegel Cuxhaven vom 2. bis 4. Januar 1976 wurde zur Konstruktion der Steuertide des Modells verwendet. Bei den Versuchen zur Herstellung der Naturähnlichkeit wurden die neuen Vordeichungen und Spülfelder soweit eingebaut, wie sie im Januar 1976 vorhanden waren. Das Schließen der Sturmflutsperrwerke in den Nebenflüssen erfolgte bei allen Versuchen stets entsprechend dem Betrieb der Sperrwerke in der Natur. Um im Modell im Bereich des Hamburger Hafens möglichst genau den naturähnlichen Verlauf der Wasserstandsganglinien nachzubilden, mußte die Steuerkurve so angehoben werden, daß der Sturmflutscheitel am 3. 1. in Cuxhaven auf 1100 cm über NN - 500 cm lag. Abb. 8 zeigt die Sturmflutscheitellinie vom 3. 1. 1976 zwischen Cuxhaven und Bunthaus (ausgezogene Linie) und die Scheitellinie, wie sie sich nach Herstellung der Naturähnlichkeit für die Vorversuche ergeben hat (gestrichelte Linie). Im Bereich zwischen Seemannshöft und St. Pauli ließ sich eine fast vollständige Übereinstimmung zwischen den Scheitelwerten im Modell und in der Natur erreichen. Seewärts nahmen die Abweichungen bis Brokdorf, binnenwärts bis Bunthaus auf etwa 20 cm zu und wurden erst weiter seewärts noch größer. Eine weitere Verbesserung der Übereinstimmung der Scheitelwerte konnte ohne besondere

CUXHAVEN

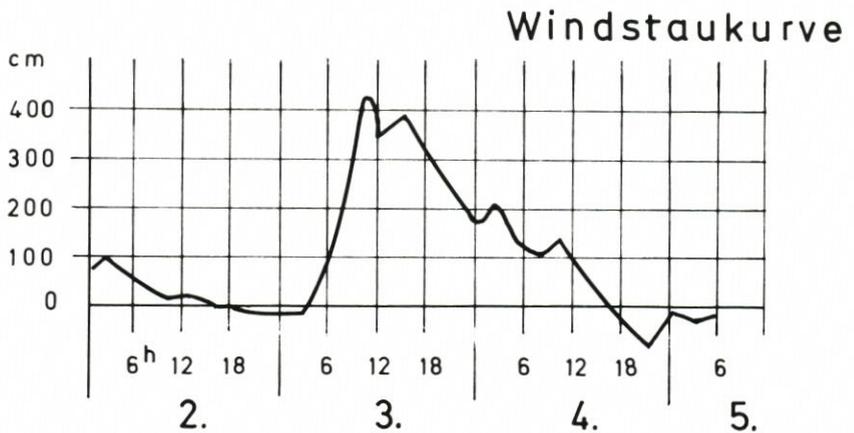
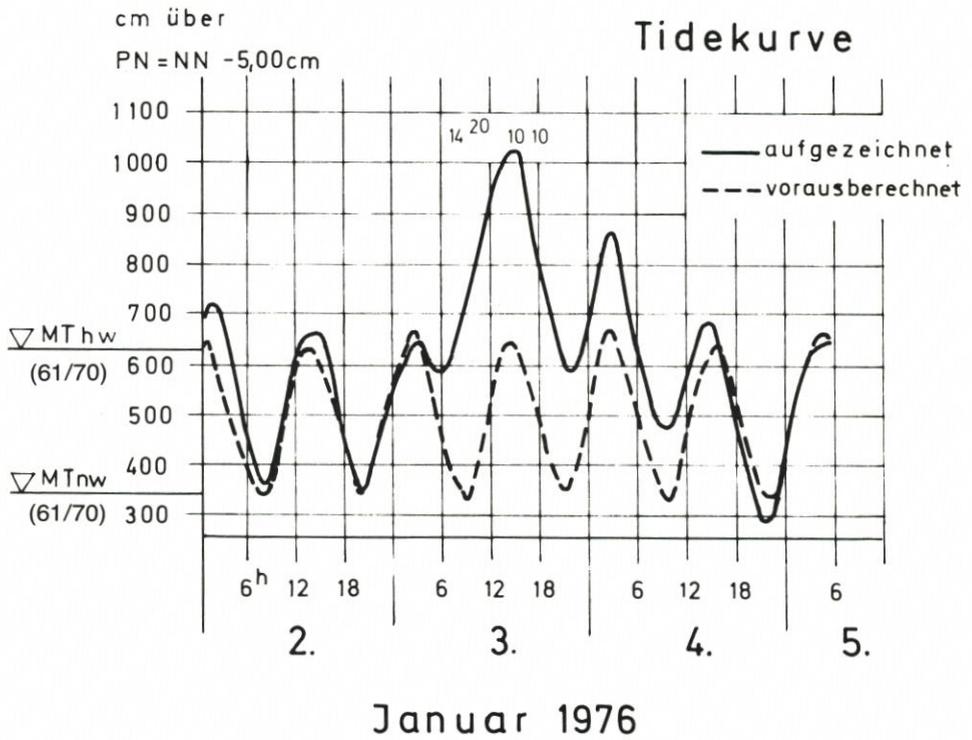


Abb. 7. Tide- und Windstaukurve vom 2. bis 5. Januar 1976 am Pegel Cuxhaven

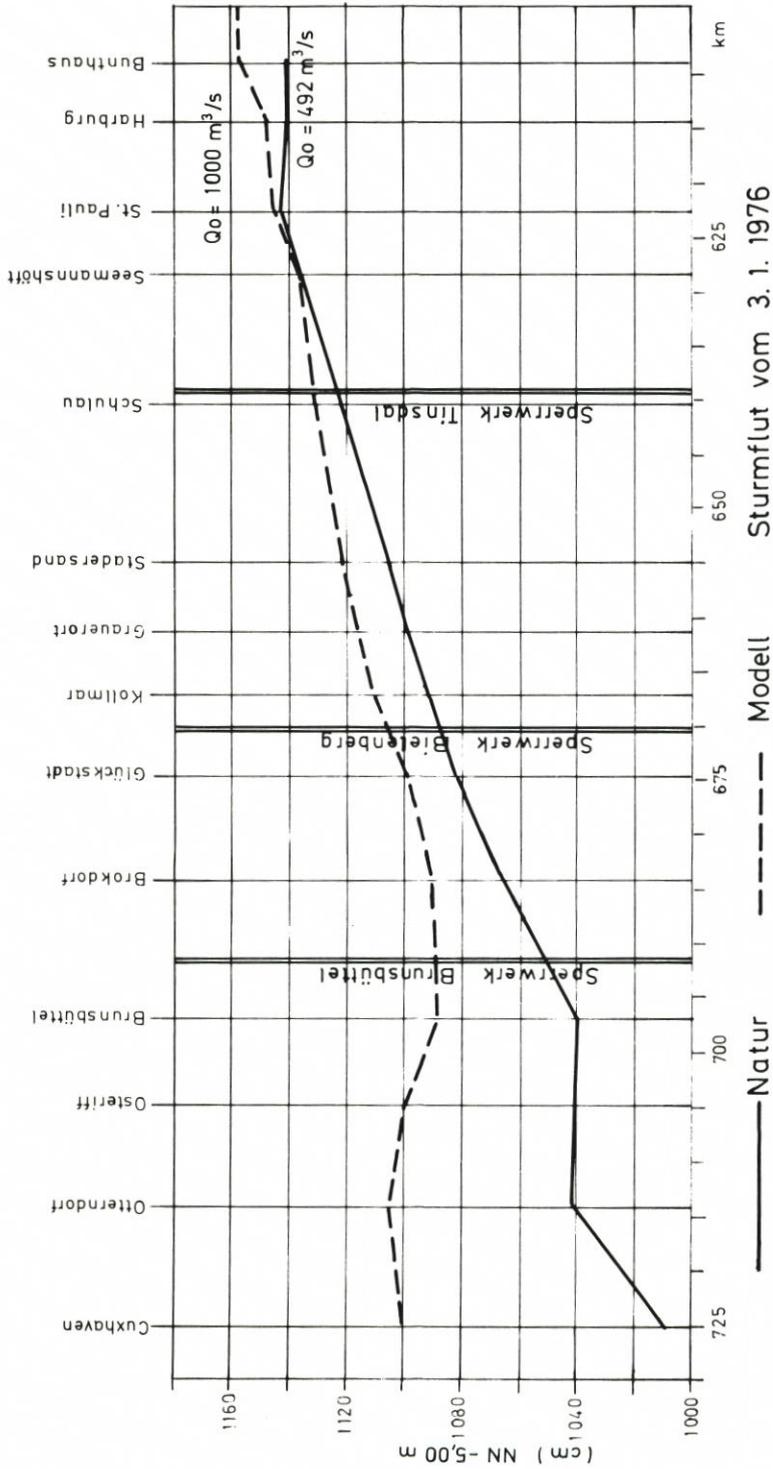


Abb. 8. HThw-Linie vom 3. 1. 76 in Natur und im Modell (Vorversuche)

Maßnahmen, wie sie für die Hauptversuche angewandt wurden, nicht erzielt werden, ohne die Form der Ganglinien stärker zu verändern.

Abb. 9 zeigt den Verlauf der Ganglinien für einige Pegel in der Natur und im Modell. Die Tidekurven sind zum Vergleich der Form so aufgetragen, daß die Scheitel der HHTw vom 3. 1. 1976 übereinstimmen. Im Gegensatz zu der Höhe der Scheitelwerte nach Abb. 8 weichen die Formen der Kurven wenig voneinander ab. Nur in Cuxhaven ist die Abweichung in der Vortide etwas größer. Ab Brokdorf ist elbeaufwärts das Tnw vor der Haupttide stärker ausgeprägt. Für die Vorversuche, die nur qualitative Vergleiche zwischen den einzelnen Maßnahmen ergeben sollten, ist die so erreichte Übereinstimmung zwischen dem Modell und der Natur ausreichend.

Nach Abschluß der Naturähnlichkeitsversuche wurden die geplanten Deiche (Nordkehdingen, Krautsand, Haseldorf) und weitere geplante Spülfelder eingebaut. Die Kombination der aus den Naturähnlichkeitsversuchen ermittelten Steuertide mit den verschiedenen zu untersuchenden Oberwasserzuflüssen ergab den jeweiligen Ausgangszustand für die einzelnen Versuchsvarianten.

3.2 Sturmflutsperrwerke

3.2.1 Vorbemerkungen

Ein Sturmflutsperrwerk soll geschlossen werden, wenn zu erkennen ist, daß bei einer Sturmflut Wasserstände einer bestimmten Höhe überschritten werden. Die Sturmflut wird dann am Sperrwerk gekehrt, und der dahinterliegende Flußabschnitt ist vor gefährlichen Sturmflutwasserständen geschützt.

3.2.2 Versuchsprogramm und -ausführung

Für die Versuche wurden drei unterschiedliche Lagen des Sperrwerks gewählt. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt kam als seewärtigste Lage nur ein Standort oberhalb der Mündung des Nord-Ostsee-Kanals in die Elbe in Frage (Brunsbüttel, km 691,8). Als am weitesten stromauf liegender Standort wurde Tinsdal, in der Nähe der Landesgrenze von Hamburg, gewählt (km 639,0), und als dritter Standort sollte ein Sperrwerk bei Bielenberg (km 670,5) untersucht werden. Diese Standorte sind in Abb. 2 eingetragen. Die drei unterschiedlichen Lagen ermöglichen es, die Ergebnisse der Versuche auch auf andere Sperrwerkstandorte zwischen Brunsbüttel und Tinsdal zu übertragen.

Die Sperrwerke wurden im Modell durch relativ einfache Verschlusskörper nachgebildet. Es waren Schütztafeln, die in gehobenem Zustand die Durchflußquerschnitte ganz freigaben, abgesenkt aber zu einer vollständigen Trennung der Wasserkörper oberhalb und unterhalb führten. Abb. 10 zeigt den Verschlusskörper des Sperrwerks bei Brunsbüttel, Abb. 11 den bei Tinsdal. Es ist zu erkennen, daß die Verschlusskörper dem jeweiligen Sohlprofil angepaßt sind und daß bei Tinsdal für Haupt- und Nebelbe je ein Verschlusskörper vorhanden war. Zur Nachbildung des Sperrwerksbetriebes mußten die Verschlusskörper von Hand herabgelassen und nach der Sturmflut wieder angehoben werden. Schließen und Öffnen lassen sich nicht plötzlich ausführen, sondern benötigen einen bestimmten Zeitbedarf. Dafür wurde für die Modellversuche jeweils eine Stunde (1,2 Min. im Modell) angenommen.

Durch die Vorversuche sollten in erster Linie folgende Fragen beantwortet werden:

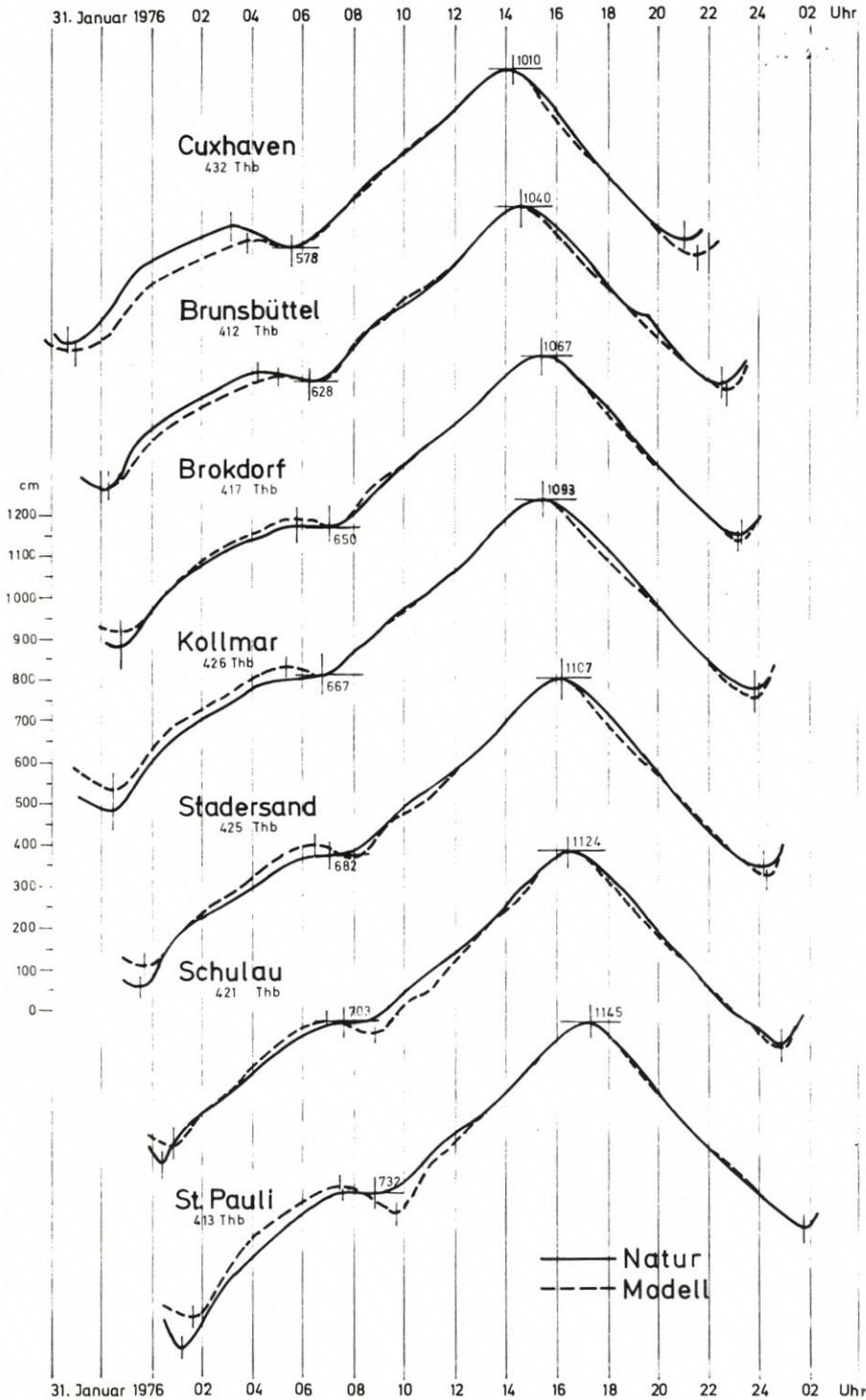


Abb. 9. Vergleich der Form der Tidekurven vom 3. 1. 76 in Natur und Modell für verschiedene Pegel. Die Zahlenangaben an den Ganglinien sind die Naturwerte von HThw und dem vorausgegangenen Thw.



Abb. 10. Sperrwerk bei Bielenberg im Modell, Ansicht von der Seeseite

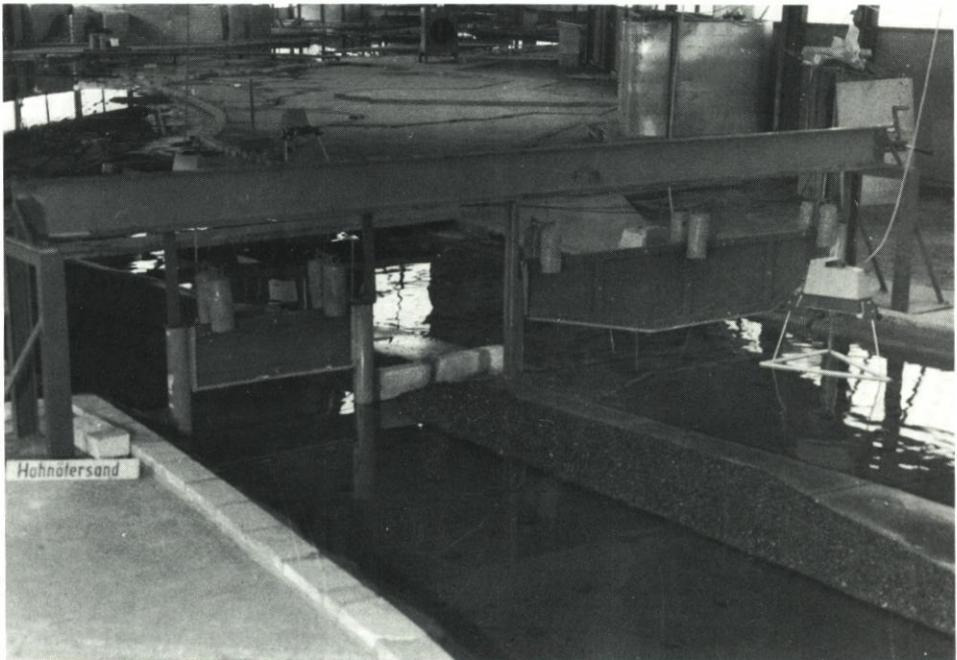


Abb. 11. Sperrwerk bei Tinsdal im Modell, Ansicht von der Binnenseite

- Wie entwickeln sich die Wasserspiegellagen ober- und unterhalb eines Sturmflutsperrwerkes in Abhängigkeit vom Schließzeitpunkt und
- welche maximalen Wasserspiegeldifferenzen treten zwischen der Binnen- und Außenseite unmittelbar am Sperrwerk auf.

Dafür sind im wesentlichen drei Gesichtspunkte maßgebend:

1. die gewählte Sturmidekurve
2. der vorhandene Oberwasserzufluß
3. der Schließzeitpunkt in Bezug zur Tidekurve

Die Versuche wurden mit der Sturmide vom 3. 1. 1976 und Oberwasserzuflüssen von jeweils 300, 1000, 2700 und 4200 m³/s ausgeführt. Für Neu-Darchau sind HHQ = 3840 m³/s, MQ (1926/75) = 712 m³/s und NNQ = 128 m³/s. Das Schließen begann jeweils, wenn der Wasserstand am Sperrwerk die Höhen von PN + 5 m, 7 m oder 9 m erreichte (PN = NN - 500 cm). Bei Tinsdal wurde anstatt 9 m die Höhe von PN + 8,5 m gewählt. Die Lage der Schließzeitpunkte zur Tidekurve ist in Abb. 12 schematisch dargestellt. Zum Zeitpunkt 1 liegt

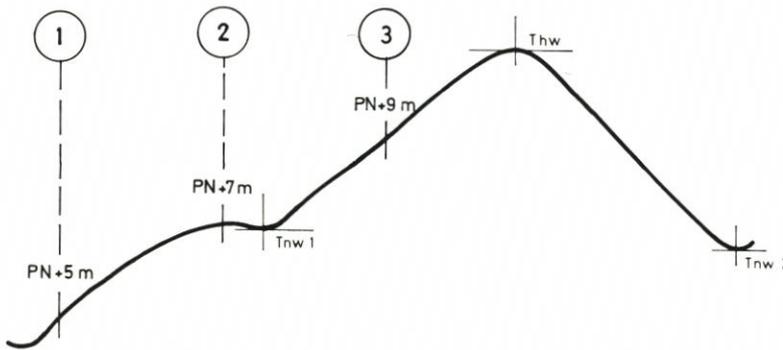


Abb. 12. Lage der Schließzeitpunkte zur Tidekurve

der Wasserstand nur rund einen Meter höher als MTnw. Beim Schließzeitpunkt 2 ist bereits eine Höhe erreicht, die mehr als 0,5 m über MThw liegt. Beim Schließzeitpunkt 3 erfolgt nur noch ein Kappen des höchsten Sturmflutscheitels. Das Sperrwerk wird jeweils geöffnet, wenn die Differenz der Wasserstände zwischen der Binnen- und Außenseite nach dem Sturmflutscheitel Null ist.

Wie in Abschnitt 3.1 geschildert, mußte, um in Hamburg naturähnliche Wasserstände zu erreichen, die Tide in Cuxhaven 90 cm höher eingesteuert werden. Dieser Betrag verringert sich bis zum Standort des Sperrwerks bei Brunsbüttel auf 50 cm. Um zu erkennen, welchen Einfluß diese höhere Lage der Tidekurve auf die Ergebnisse der Versuche für das Sperrwerk bei Brunsbüttel hat, wurde zum Vergleich auch ein Versuch mit einer um 50 cm tiefer liegenden Tide ausgeführt. Der Oberwasserzufluß betrug dabei 4200 m³/s. Um beim Schließvorgang die gleiche Tidephase zu erfassen wie beim Schließbeginn auf PN + 7,0 m, lag der Beginn des Schließens auf PN + 6,5 m (s. Nr. 31 und 32 der Tab. 2). Tab. 2 gibt eine Übersicht von dem Versuchsprogramm der Sperrwerkversuche, wie es vorstehend beschrieben wurde.

3.2.3 Versuchsergebnisse

Abb. 13 zeigt für ein Beispiel am Sperrwerk Bielenberg die Ganglinien der Wasserstände oberhalb und unterhalb der Sperrstelle im Vergleich zu der unbeeinflussten Tidekurve ohne Sperrwerk für den Oberwasserzufluß 1000 m³/s und für die Schließzeitpunkte 1 und 2. Außerdem ist die Ganglinie der Wasserstandsunterschiede unmittelbar am Sperrwerk eingetragen. In dieser Weise sind für alle in Tab. 2 angegebenen Versuchsvarianten die Pegelaufzeich-

Tabelle 2
Versuchsprogramm für die Sperrwerksvorversuche

Nr.	Sperrwerk	Wasserstand am Sperrwerk bei Beginn des Schließens in m über		Q ₀ [m ³ /s]
		NN	PN	
1	Tinsdal (km 639,0)	Ausgangszustand		4200
2		0	5,0	
3		2,0	7,0	
4		3,5	8,5	
5		Ausgangszustand		2700
6		0	5,0	
7		2,0	7,0	
8		3,5	8,5	
9		Ausgangszustand		1000
10		0	5,0	
11		2,0	7,0	
12		3,5	8,5	
13		Ausgangszustand		300
14		0	5,0	
15	Bielenberg (km 670,5)	Ausgangszustand		4200
16		0	5,0	
17		2,0	7,0	
18		4,0	9,0	
19		Ausgangszustand		1000
20		0	5,0	
21		2,0	7,0	
22		4,0	9,0	
23		Ausgangszustand		300
24		0	5,0	
25	2,0	7,0		
26	4,0	9,0		
27	Brunsbüttel (km 691,8)	Ausgangszustand		4200
28		0	5,0	
29		2,0	7,0	
30		4,0	9,0	
31		Ausgangszustand mit einer um 0,5 m niedriger eingesteuerten Tide		2700
32		1,5	6,5	
33		Ausgangszustand		1000
34		2,0	7,0	
35		Ausgangszustand		300
36		0	5,0	
37		2,0	7,0	
38		4,0	9,0	
39		Ausgangszustand		300
40		0	5,0	
41	2,0	7,0		
42	4,0	9,0		

nungen dargestellt und ausgewertet worden. Zusätzlich mußten noch die Ganglinien weiterer Pegel oberhalb und unterhalb der Sperrwerke betrachtet werden.

Wie Abb. 13 zeigt, füllt sich nach einer Einschwingphase unmittelbar nach dem Schließen des Sperrwerks der Stauraum oberhalb allmählich. Die Geschwindigkeit des Anstiegs und die

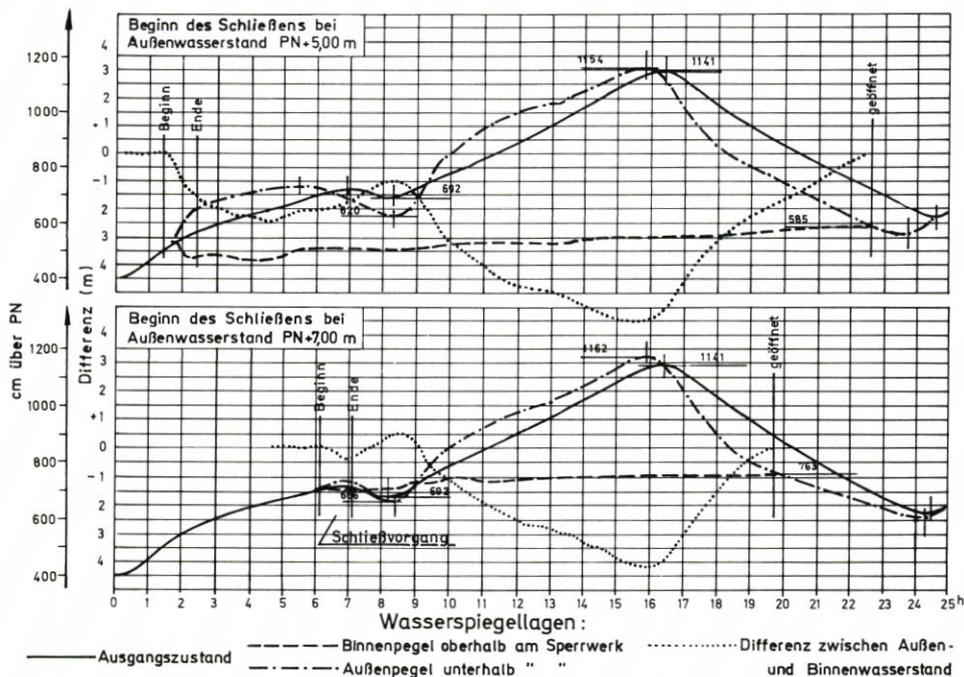


Abb. 13. Ganglinien des Wasserstandes und der Wasserstandsunterschieden am Sperrwerk Bielenberg bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und Beginn des Schließens bei PN + 5 m und + 7 m

erreichte größte Stauhöhe sind von der durch den Sperrwerksstandort bedingten Größe des Stauraums und von der Größe des Oberwasserzuflusses abhängig. Als Kriterium für die Beurteilung der Wirksamkeit eines Sperrwerks für das Hamburger Stadtgebiet wurde aufgrund der örtlichen Verhältnisse für diesen Bereich ein zulässiger Wasserstand von PN + 9,5 m festgelegt.

Die Ganglinie des Wasserstandes unterhalb des Sperrwerks zeigt nach dem Schließen in der Vortide einen Anstieg des Thw und ein Absinken des Tnw (Reflexion). Sie steigt danach in der Haupttide zunächst steiler an, wird flacher und erreicht eine größere Scheitelhöhe als die Pegelkurve im ungesperrten Fluß. Der Flutast liegt dabei 0,5 bis 1,0 m über dem der Ausgangstide. Der Abfall ist nach dem Scheitelpunkt bis zum Beginn des Öffnens des Sperrwerks erheblich steiler als bei der Tidekurve ohne Sperrung. Der Ebbeast liegt bis zu 1,5 m unter dem der Ausgangstide, auch das Tnw liegt tiefer. Die Schwingung der Sturmidekurve ist durch die Sperrung größer geworden, Thw und Tnw treten früher ein. Mit der Entfernung von der Sperrstelle elbeabwärts klingt die Verzerrung der Tidekurve allmählich ab. Ähnlich sind die Verhältnisse bei allen in Tab. 2 aufgeführten Versuchsvarianten.

In Tab. 3 sind nach Auswertung aller Wasserstandsaufzeichnungen die maximalen Wasserstände unterhalb des Sperrwerks (Zeile A) und im Hamburger Stadtgebiet (Zeile B am Pegel St. Pauli und Zeile C am Pegel Bunthaus) für alle untersuchten Fälle zusammengestellt. Die Erhebung des höchsten Sturmflutscheitels über die ungestörte Wasserspiegellage reicht für alle drei Sperrwerkslagen seewärts über Cuxhaven hinaus. Die Maxima der Thw-Erhöhung liegen im allgemeinen direkt unterhalb der Sperrstelle und sind in jedem Fall geringer als 50 cm. Die Höhe des Aufstaus nimmt im allgemeinen mit wachsendem Q_0 und zunehmender Entfernung der Lage des Sperrwerks von Hamburg ab. Die Werte zeigen jedoch keine eindeutige

Tabelle 3
 Maximale Wasserspiegelanhebung unterhalb der Sperrwerke (A) in cm
 Maximaler Wasserstand bei St. Pauli (B) und bei Bunthaus (C) in m über PN (Vorversuche)

Q ₀ [m ³ /s]	300			1000			2700			4200			
	5,00	7,00	9,00	5,00	7,00	9,00	5,00	7,00	9,00	5,00	7,00	9,00	
Wasserstand bei Beginn des Schließens in m über PN	A	41	-----	-----	39	38	43	35	31	34	28	23	29
	B	5,67	-----	-----	7,13	8,38	9,19	9,04	9,77	10,01	11,00	11,19	10,79
	C	5,73	-----	-----	7,27	8,45	9,24	9,26	9,93	10,17	11,23	11,40	11,02
Tinsdal	A	18	30	43	14	24	45	-----	-----	-----	0	7	22
	B	5,35	7,34	9,53	5,91	7,68	9,77	-----	-----	-----	8,18	9,14	10,14
	C	5,42	7,36	9,43	6,28	7,80	9,84	-----	-----	-----	9,10	9,72	10,50
Bielenberg	A	23	18	31	17	9	33	-----	10	-----	8	4	27
	B	5,12	7,41	9,48	5,57	7,63	9,59	-----	7,97	-----	7,48	8,45	10,23
	C	5,15	7,41	9,34	6,03	7,74	9,67	-----	8,43	-----	7,70	9,26	10,56

* Bei Tinsdal 8,50 m

Abhängigkeit. Offensichtlich spielen dabei auch Einflüsse eine Rolle, die nur durch noch differenziertere Versuche eliminiert werden können. Bei der Sperrwerkslage Tinsdal wird der kritische Wasserstand von $PN + 9,50$ m von einem Oberwasserzufluß von $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ an bei den späteren Schließzeitpunkten und bei Oberwasserzuflüssen über $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ zu allen Schließzeitpunkten im Hamburger Stadtgebiet überschritten.

Auch bei den anderen beiden Sperrwerkslagen wird die Grenzmarke in Hamburg mehrfach überschritten. Hierbei ist zwar ein Einfluß von Q_0 erkennbar, doch spielt hier der Schließzeitpunkt eine wesentliche Rolle. Besonders während der einstündigen Schließphase, beginnend bei $PN + 9,0$ m, d. h. noch zur Zeit des stärksten Flutanstiegs, strömt so viel Wasser durch die Sperrwerksöffnung ein, daß in Hamburg schon bei mittleren Oberwasserzuflüssen der Wasserstand von $PN + 9,5$ m überschritten wird. Das Schließen des Sperrwerks bei Wasserständen über $PN + 9,0$ m ist also kein geeignetes Mittel, um hohe Wasserstände im Hamburger Stadtgebiet zu verhindern.

In Tab. 4 sind die Extremwerte der Wasserstandsunterschiede zwischen der Binnen- und Außenseite des Sperrwerks für sämtliche ausgeführten Versuche zusammengefaßt. Positive Vorzeichen bedeuten, daß die Wasserstände auf der Binnenseite, negative Vorzeichen, daß sie auf der Seeseite höher liegen. Die maximalen Differenzen am Sperrwerk sind naturgemäß umso größer, je früher geschlossen wird. Die Wasserspiegelunterschiede steigen außerdem mit abnehmendem Q_0 und zunehmender Entfernung des Sperrwerks von Hamburg. Die Unterschiede der Ergebnisse zwischen den einzelnen Sperrstellen sind bei kleinem Q_0 nicht sehr ausgeprägt. Liegt der Schließpunkt vor dem T_{nw} der Sturmflut, so können während einer Tide zwei entgegengesetzte Maxima auftreten, d. h., die Druckkomponente auf das Sperrwerk ist abwechselnd auf die Oberstrom- (+) und Unterstromseite (-) gerichtet. Das hängt u. a. von der Verzerrung der Tidekurve unterhalb des Sperrwerks ab (Abb. 13).

Die größten (negativen) Differenzen treten mit einer Ausnahme (Tinsdal, $Q_0 = 4200 \text{ m}^3/\text{s}$, Schließzeitpunkt $PN + 7,00$ m) zur Zeit des T_{hw} der Hauptsturmflut auf (Abb. 13). Das positive Maximum fällt jeweils mit dem 1. T_{nw} der Sturmflut zusammen. Bei Schließzeitpunkten über $PN + 7,00$ m sind die absoluten Differenzen an den Sperrwerken kleiner als $5,0$ m. Sie steigen auf 6 bis 7 m, wenn bereits bei $PN + 5,00$ m geschlossen wird. Dieser Fall kann aber in der Praxis ausgeschlossen werden.

Bei dem Vergleichsversuch für das Sperrwerk bei Brunsbüttel mit der um 50 cm tiefer eingesteuerten Tide zeigte sich, daß nahezu um den Senkungsbetrag von 50 cm auch die absoluten Werte der Wasserstände beim Ausgangszustand überall absinken. Die Scheitellinie der Sturmflut erhielt dadurch zwischen $km 710$ und 680 eine weitgehend naturähnliche Höhenlage. Bei Betrieb des Sperrwerks (Versuch Nr. 32) verkleinert sich der Aufstau unterhalb der Sperrstelle gegenüber dem entsprechenden Versuch mit höherer Tide (Versuch Nr. 29 nach Tabelle 2) um 6 cm, oberhalb steigen die Wasserstände 6 cm. Dieses Ergebnis zeigt, daß die naturähnliche Nachbildung der Form der Tidekurve einen größeren Einfluß als die Anhebung der Tide um 90 cm hat.

Zusammenfassend läßt sich als Ergebnis der Vorversuche für ein Sturmflutsperrwerk folgendes feststellen:

1. Der Standort Tinsdal bietet bei größeren Oberwasserzuflüssen trotz relativ früher Schließzeitpunkte keine ausreichende Sicherheit gegen ein binnenseitiges Überfluten der Hafenumflutungen (Grenzmarke $PN + 9,5$ m).
2. Der Betrieb der anderen Sperrwerke (Bielenberg und Brunsbüttel) bietet unter Beachtung des Oberwasserzuflusses und beim Schließen etwa zu Beginn der Hauptsturmflut die Möglichkeit, die Grenzmarke im Hamburger Bereich nicht zu überschreiten.
3. Bei kleineren Oberwasserzuflüssen und frühem Schließzeitpunkt ($PN + 5$ m) wird bei den

Tabelle 4
Maximale Wasserspiegeldifferenz an den Sperrwerken in m (Vorversuche)

Q ₀ [m ³ /s]	300			1000			2700			4200		
	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *
Wasserstand bei Beginn des Schließens in m über PN	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *	5,00	7,00	9,00 *
Tinsdal	0	----	----	0	0,80	0	0,27	1,28	0	1,68	2,20	0
	6,75	----	----	5,59	3,97	3,04	3,84	2,92	2,67	1,85	1,30	1,84
Bielenberg	0	0,25	0	0	0,52	0	----	----	----	0,10	1,24	0
	6,39	4,47	2,83	5,99	4,10	2,66	----	----	----	4,10	2,82	2,03
Brunsbüttel	0	0	0	0	0	----	0	0	0	0	0	0
	6,62	4,16	2,92	6,15	3,81	2,68	----	3,70	2,69	4,90	3,42	2,30

* Bei Tinsdal 8,50 m

+ Wasserstand auf der Oberstromseite höher

- Wasserstand auf der Unterstromseite höher

Standorten Bielenberg und Brunsbüttel eine Ausspiegelung zwischen Binnen- und Außen-
seite zum Zeitpunkt des Öffnens nicht erreicht.

4. Als Erhöhung der höchsten Sturmflutscheitelhöhen unterhalb des Sperrwerks infolge des
Sperrwerksbetriebes haben sich bei allen drei untersuchten Sperrwerkstandorten weniger
als 0,5 m ergeben.

Bei anderen Sturmzeiten können je nach deren Form und Ablauf andere Verhältnisse auftreten.
Darauf soll bei den Hauptversuchen eingegangen werden.

3.3 Sturmflutpolder zwischen Hamburg und der Pinnaumündung

3.3.1 Vorbemerkungen

Ziel der Modellversuche sollte es sein, grundsätzliche Aussagen über die Wirksamkeit
von Sturmflutpoldern für den Sturmflutschutz zu erhalten und die Größenordnung der
Absenkung der Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg zu bestimmen. Es wurden dafür zwei
Polderflächen dicht unterhalb von Hamburg ausgewählt, der Polder „Haseldorf“ am Nord-
ufer der Elbe zwischen Schulau und der Pinnaumündung und der Polder „Altes Land“ am
Südufer der Elbe zwischen dem Köhlbrand und der Lühemündung. Da die Durchflüsse in
dem hier verhältnismäßig engen Fluß geringer sind als weiter elbabwärts, können die Polder
relativ klein sein. Auf die Untersuchung weiter elbabwärts gelegener Polder wurde verzichtet,
weil sie bei gleicher Wirkung wesentlich größer sein müßten.

Die Modellversuche können nur Antworten auf die hydraulischen Fragen geben, die sich
beim Sturmflutschutz von Hamburg mittels Sturmflutpoldern stellen.

3.3.2 Versuchsprogramm und -ausführung

Abb. 14 zeigt den Polder „Haseldorf“, Abb. 15 den Polder „Altes Land“. Die Flächen-
größen wurden mit 21 km² (Haseldorf) und 50 km² (Altes Land) angenommen. Es ist die Lage
der Modellpegel angegeben, an denen der Wasserstand bei der Polderfüllung gemessen wurde.
Um den Füllvorgang der Polder zu beschleunigen, wurden die in den Poldern vorhandenen
Sommerdeiche ganz oder teilweise entfernt.

Für die Wirksamkeit eines Polders spielen sowohl Lage und Größe der Einlaufstrecken
als auch die Höhenlage der Einlaufschwelle eine Rolle. Es ist auch ein Unterschied, ob eine
Einlaufstrecke sofort überströmt wird, wenn der Außenwasserstand die Höhe der Einlauf-
schwelle erreicht hat, oder ob erst bei Erreichen eines bestimmten Außenwasserstandes die
Einlaufstrecke mit einer tieferliegenden Einlaufschwelle freigegeben wird. Der letzte Fall setzt
bewegliche Verschlüsse in der Einlaufstrecke voraus, deren Konstruktion und Betrieb jedoch
bei den notwendigen Abmessungen problematisch sind.

Auf Grund der obigen Ausführungen ließe sich eine sehr große Zahl von Kombinationen
der verschiedenen Elemente zu möglichen Versuchsvarianten zusammenstellen. Nach
grundsätzlichen Vorversuchen wurden einige Varianten ausgewählt; sie sind in Tab. 5 zusam-
mengestellt. Alle Versuche wurden mit der Tide vom 3. 1. 1976 ausgeführt (vergl. Abschnitt
3.1) und einem Oberwasserzufluß von 500 m³/s, der den Verhältnissen der Natur entsprach.

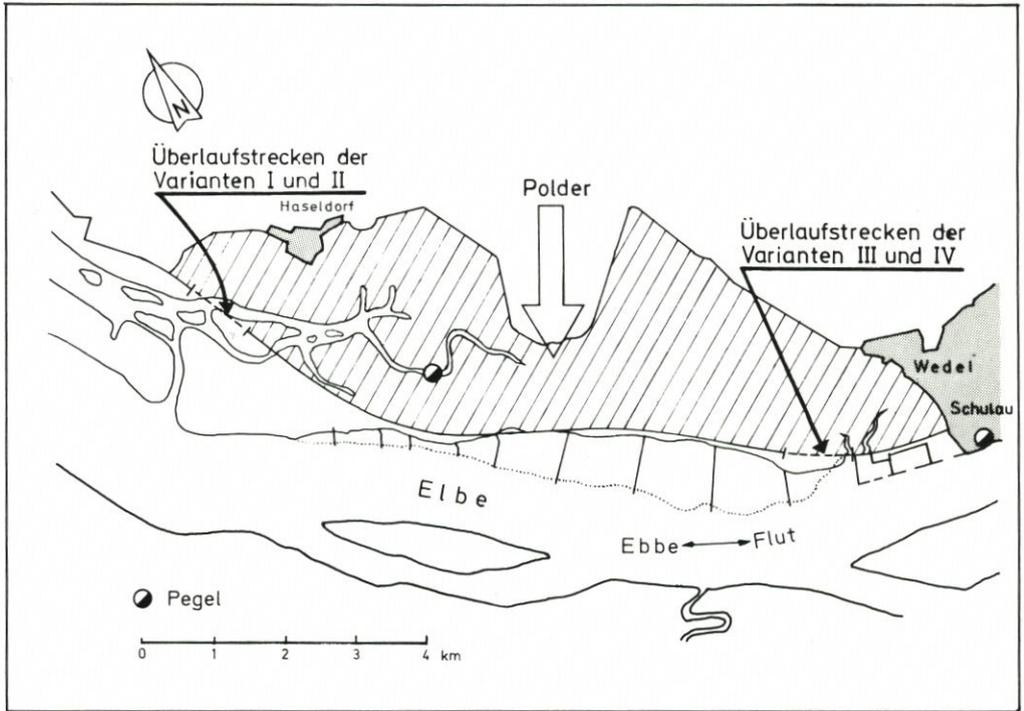


Abb. 14. Lageplan „Polder Haseldorf“

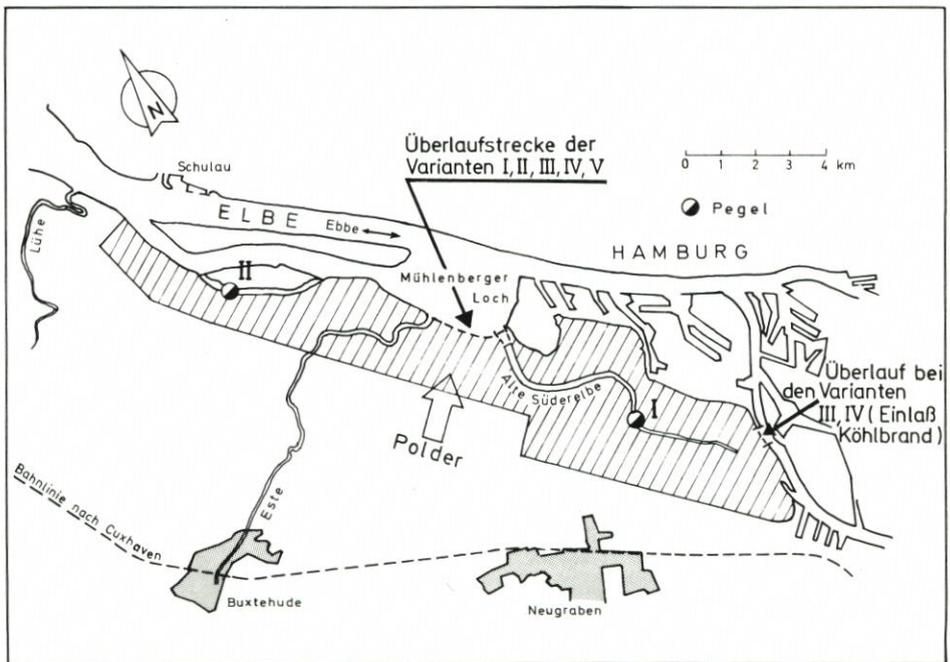


Abb. 15. Lageplan „Polder Altes Land“

Tabelle 5
 Programm für die Versuche mit Sturmflutpoldern

Nr.	Variante	Beschreibung
1	I	<u>Polder Haseldorf</u> (H) (Abb. 14) Poldereinlauf bei Haseldorf; Einlaufbreite 0,9 km Einlaufschwelle MThw +1 m
2	II	wie I; Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +2 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +1 m
3	III	Poldereinlauf bei Schulau; Einlaufbreite 1,0 km; Einlaufschwelle MThw +2 m
4	IV	wie III; Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +3 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +2 m
5	I	<u>Polder Altes Land</u> (A) (Abb. 15) Alte Süderelbe offen
6	II	Im Mündungsbereich Alte Süderelbe ist der Deich auf einer Länge von 2,1 km geöffnet; die Einlaufschwelle liegt auf MThw +2 m
7	III	wie II; Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +3 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +2 m; zusätzlicher Poldereinlauf von 0,5 km Breite auf der Köhlbrandseite; die Einlaufschwelle liegt auf MThw +2 m
8	IV	Poldereinlauf an der Alten Süderelbe (2,1 km) und am Köhlbrand (0,5 km); Höhe der Einlaufschwelle auf MThw +3 m
9	V	Im Mündungsbereich der Alten Süderelbe ist der Deich auf einer Länge von 2,1 km geöffnet. Beim Erreichen eines Wasserstandes von MThw +3 m wird der Poldereinlauf geöffnet. Die Einlaufschwelle liegt dann auf MThw +2 m
10	H IV+A III	<u>Kombination Haseldorf + Altes Land</u> Variante Haseldorf IV und Altes Land III
11	H IV+A V	Variante Haseldorf IV und Altes Land V

3.3.3 Versuchsergebnisse

In Tab. 6 sind die Versuche mit den Sturmflutpoldern zusammengestellt. Die Wirksamkeit des Polders „Haseldorf“ (Abb. 14) hält sich für alle untersuchten Varianten in den engen Grenzen einer Absenkung des Sturmflutscheitels in St. Pauli zwischen 15 und 28 cm. Die günstigste Variante III brachte am Pegel St. Pauli eine Absenkung von 28 cm. Die Stromkenterung in der Elbe und der Entleerungsbeginn im Polder traten fast immer gleichzeitig ein, d. h., der Polder war vollständig gefüllt. Weitere Änderungen des Poldereinlaufs bringen daher keine Verbesserung der Größenordnung der Wasserspiegelabsenkung des Sturmflutscheitels im Hamburger Raum.

Tabelle 6

Zusammenstellung der Ergebnisse der Versuche mit verschiedenen Varianten von Sturmflutpoldern

Variante	maximaler Wasserstand im Polder in m über PN	maximales Füllvolumen [m ³ · 10 ⁶]	Änderung des Thw	
			St. Pauli	Harburg
Polder Haseldorf (H)				
I	6,77	84	-17	-17
II	6,57	80	-15	-13
III	6,36	75	-28	-13
IV	6,08	70	-26	-24
Polder Altes Land (A)				
I	6,49	282	-57	-46
II	4,94	211	-65	-62
III	4,75	203	-80	-75
IV	4,25	180	-60	-43
V	5,17	223	-67	-67
Kombination Haseldorf + Altes Land				
H IV + A III	H 5,65; A 4,90	H 60+A 210 = 270	-92	-90
H IV + A V	H 5,57; A 4,90	H 59+A 210 = 269	-79	-79

Wegen der wesentlich größeren Fläche ist die Thw-Absenkung durch den Polder „Altes Land“ (Abb. 15) in St. Pauli erheblich größer. Sie liegt zwischen 57 und 80 cm. Als günstigste Lösung erwies sich Variante III mit einer Absenkung von 80 cm. Allerdings wurde dieses Ergebnis nur durch einen zusätzlichen Einlaß am Köhlbrand (0,5 km breit) erreicht. Da aber ein Zulauf an dieser Stelle schwer realisierbar ist, wäre aus hydraulischen Gründen ein Ergänzungspolder mit einem zweiten Zulauf unterhalb des Mühlenberger Lochs erforderlich. Da die maximale Füllung erst in der beginnenden Ebbestromphase erreicht wird, dürfte durch Variieren des Poldereinlaufes noch eine geringe Vergrößerung der Absenkung des Sturmflutscheitels zu erreichen sein.

In zwei weiteren Versuchen wurden jeweils zwei besonders günstige Varianten der

Versuche mit den Poldern „Haseldorf“ und „Altes Land“ miteinander kombiniert, und zwar die Varianten „Haseldorf IV“ und „Altes Land III“ sowie „Haseldorf IV“ und „Altes Land V“. Die in St. Pauli und Harburg erreichten Absenkungen der Sturmflutschwelle sind unten in Tab. 6 angegeben. Sie sind geringer als die Summen der Absenkungen, die sich einzeln bei den Poldern „Haseldorf“ und „Altes Land“ ergeben haben. Wie oben erwähnt, läßt sich beim Polder „Altes Land“ durch weiteres Variieren des Poldereinlaufs wahrscheinlich noch eine geringe weitere Absenkung der Sturmflutschwelle erreichen. Die so zu erzielende Absenkung der Sturmflutschwelle in St. Pauli und Harburg dürfte aber auch kaum 1 m erreichen. Da sich dadurch an dem grundsätzlichen Ergebnis der Versuche nichts ändert, wurde auf die Untersuchung weiterer Varianten verzichtet.

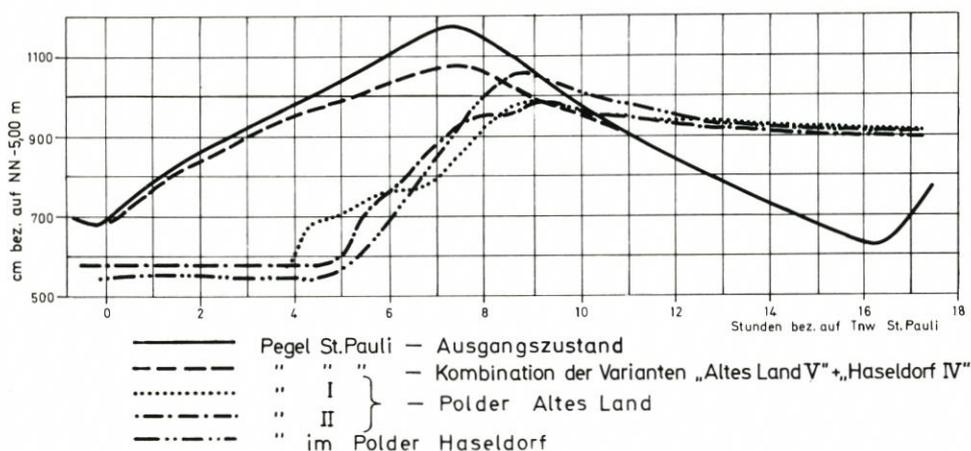


Abb. 16. Wasserstandsganglinie bei Kombination der Varianten Altes Land V mit Haseldorf IV

Abb. 16 zeigt als Beispiel die Ganglinien der Wasserstände am Pegel St. Pauli für den Versuch „Kombination Haseldorf IV mit Altes Land V“ im Vergleich mit der ursprünglichen Tidekurve. Außerdem sind die Ganglinien der Wasserstände der in den Poldern liegenden Pegel eingetragen.

Zusätzlich wurden bei den Versuchen auch die Strömungsgeschwindigkeiten während der Füllung der Polder beobachtet. Die maximalen Geschwindigkeiten lagen dabei zwischen 2 und 3 m/s. Eine ausreichende Sicherung der Überströmungsstrecken der Polderdeiche selbst und der Poldersole in der Nähe des Einlaufs ist demnach erforderlich.

3.4 Einengung des Mündungstrichters der Elbe

3.4.1 Vorbemerkungen

Aufgabe der Modellversuche sollte es sein, die Wirksamkeit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe grundsätzlich zu untersuchen und die Größenordnung der Absenkung der Sturmflutschwelle in der Unterelbe in Abhängigkeit von dem Maß der Einengung zu bestimmen.

Die Absenkung der Sturmflutschwellenlinie in der Unterelbe ist jedoch nicht das allein maßgebende Kriterium für die Entscheidung, ob eine solche Maßnahme ausführbar ist oder

nicht. Im Gegensatz zu den in den Abschnitten 3.2 und 3.3 beschriebenen Maßnahmen werden nicht nur die Sturmzeiten, sondern alle Tiden mehr oder weniger stark beeinflusst. Die Untersuchungen müssen daher auch für mittlere Tiden ausgeführt werden. Ein sehr wichtiges Kriterium für die Ausführbarkeit der Baumaßnahmen sind die in dem eingeschnürten Querschnitt sowohl bei normalen Tiden als auch bei Sturmzeiten auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten. Zu hohe Geschwindigkeiten können den Schiffsverkehr gefährden, und es ist mit Erosionen zu rechnen, die eine Gefährdung der Deiche am niedersächsischen Elbeufer oberhalb von Cuxhaven hervorrufen können. Auch die Änderung des Verhältnisses zwischen den Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten sowie zwischen Flut- und Ebbestromdauer ist zu beachten. Eine relativ zur Änderung der Ebbestromgeschwindigkeit größere Zunahme der Flutstromgeschwindigkeit würde das Eintreiben von Sand in die Unterelbe begünstigen und evtl. zu größerem Aufwand bei der Fahrwasserunterhaltung führen.

Für alle vorstehend angeschnittenen hydraulischen Fragen ergeben sich aus den im folgenden beschriebenen Modellversuchen Hinweise für ihre Beantwortung. Es können aber nicht alle Probleme, die sich bei einer derartigen Baumaßnahme ergeben, durch die nachfolgend beschriebenen Modellversuche untersucht werden. Hierfür wären weitergehende Versuche in einem Modell mit beweglicher Sohle in Verbindung mit intensiven Untersuchungen in der Natur erforderlich.

3.4.2 Versuchsprogramm und -ausführung

Bei der Versuchsvariante A wird die Elbe durch einen Damm, der an der Wurzel des Trischendamms westlich von Friedrichskoog beginnt, bis auf eine Breite von 2 km bei Cuxhaven eingengt. Abb. 17 zeigt die Linienführung dieses Damms. Die in Abb. 17 ebenfalls eingezeichneten Varianten B und C unterscheiden sich von der Variante A im wesentlichen nur durch die Größe des Durchflußquerschnitts bei Cuxhaven (Breite 1,4 und 0,8 km). Bei der Variante E wird die Einengung bei Cuxhaven durch einen Damm erreicht, der unterhalb von Brunsbüttel bei Hermannshof anschließt und parallel zur Elbe verläuft (KLINGE, 1962). Der Mündungstrichter wird dadurch in ein trichterförmiges Wattgebiet und einen relativ schmalen Flußschlauch geteilt. Durch derartige Baumaßnahmen ist zwar eine Umbildung der Wattflächen einschließlich der Wattströme und Priele zu erwarten, die Ökologie des Watts bleibt aber weitgehend erhalten. Die Umbildung des Watts wird wahrscheinlich bei der Variante E am geringsten sein.

Aus der Verbindung der Varianten A und E wurde die Variante D entwickelt (Abb. 18). Hierbei ist die gesamte Wattfläche sturmflutfrei eingedeicht, wodurch eine vollständige Änderung der Ökologie dieses Gebietes zu erwarten ist. Bei den Varianten F, G und L wird die eingedeichte Fläche als Sturmflutpolder genutzt. Diese Varianten unterscheiden sich durch Anzahl und Breite der Poldereinlaufstrecken. Die Einlaufschwelle liegt dabei stets auf MThw + 1 m. Grundsätzlich gelten für einen solchen Sturmflutpolder die schon im Abschnitt 3.3.1 erwähnten Gesichtspunkte. Ein Polder nach den Varianten F, G und L nimmt jedoch kein hochwertiges und besiedeltes Kulturland in Anspruch.

Bei der Variante H (Abb. 19) wurde eine im Vergleich zu A, B und C andere Dammlage untersucht und bei Variante I zusätzlich ein 3,8 km langer Querdamm angeordnet, der die Neufelder Rinne absperrt und über den Neufelder Sand zum Fahrwasser der Elbe verläuft. Die Elbe ist bei beiden Varianten auf 2 km Breite eingengt. Bei Variante K (Abb. 20) wird die Einengung der Elbe durch einen Leitdamm auf dem Böschrücken erreicht, dessen Oberkante über der höchsten Sturmfluthöhe liegt und der an seinem oberstromseitigen Ende an den Elbendeich angeschlossen ist.

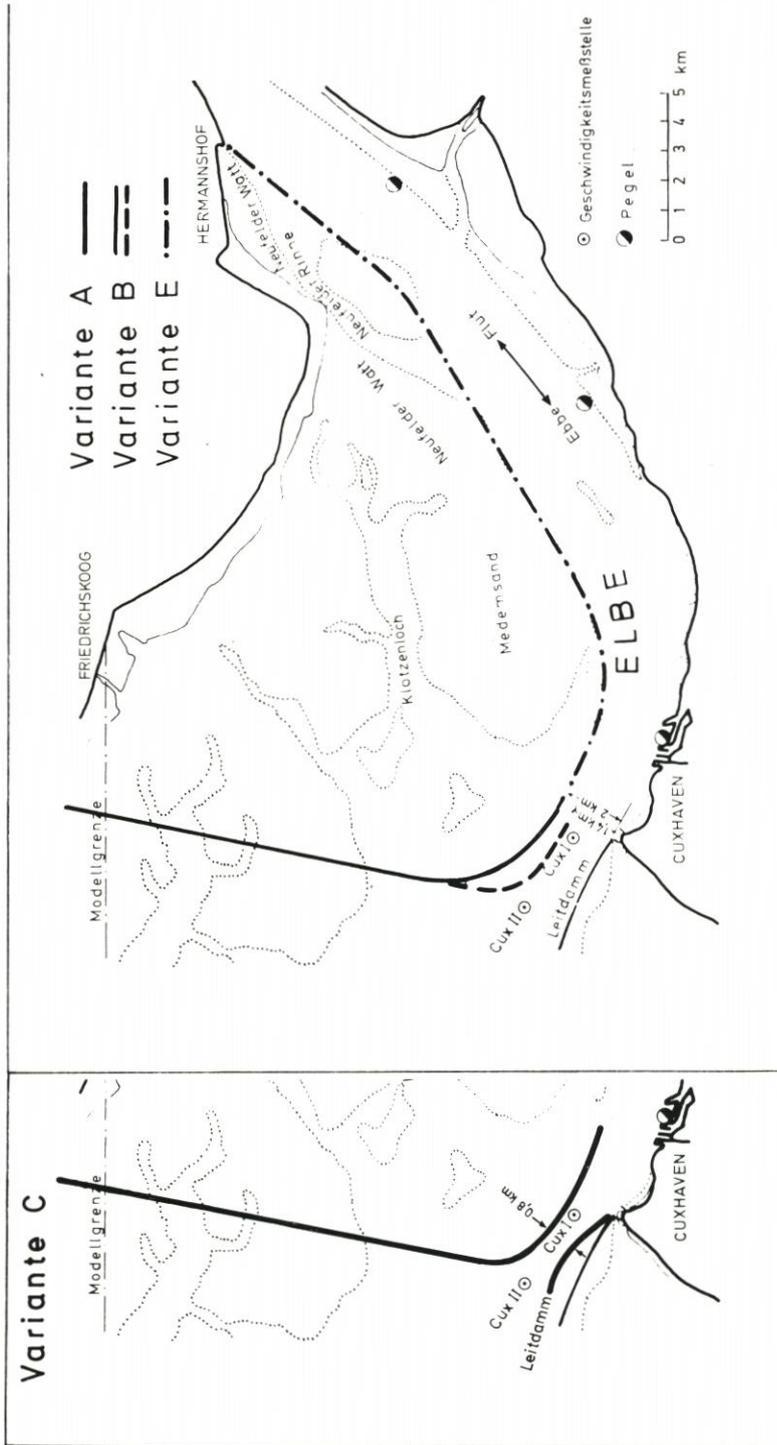


Abb. 17. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Varianten A, B, C, E

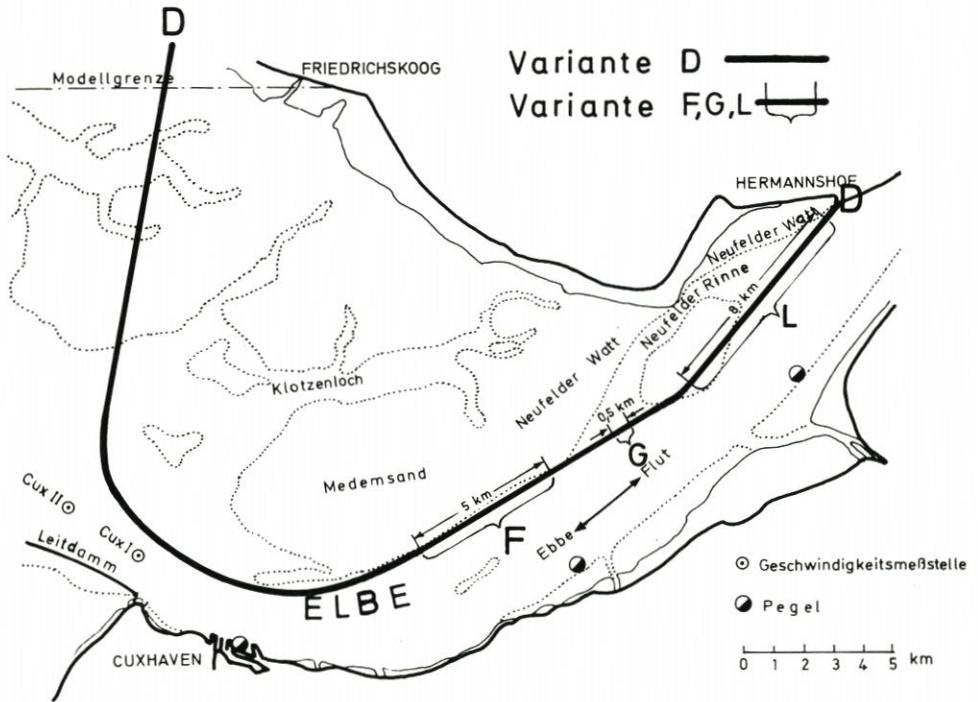


Abb. 18. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Varianten D, F, G, L

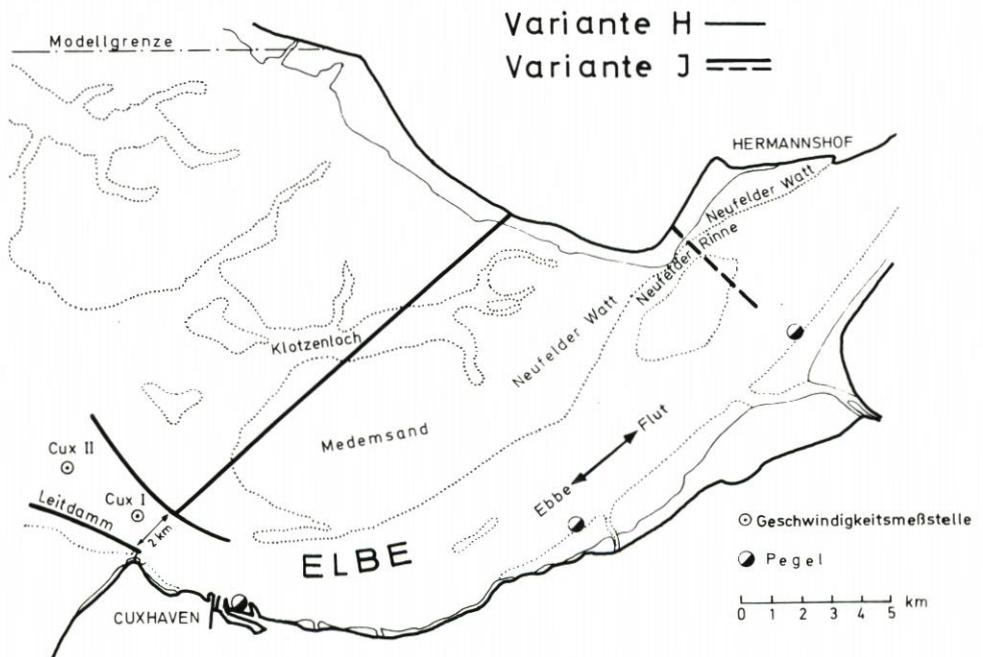


Abb. 19. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Varianten H und I

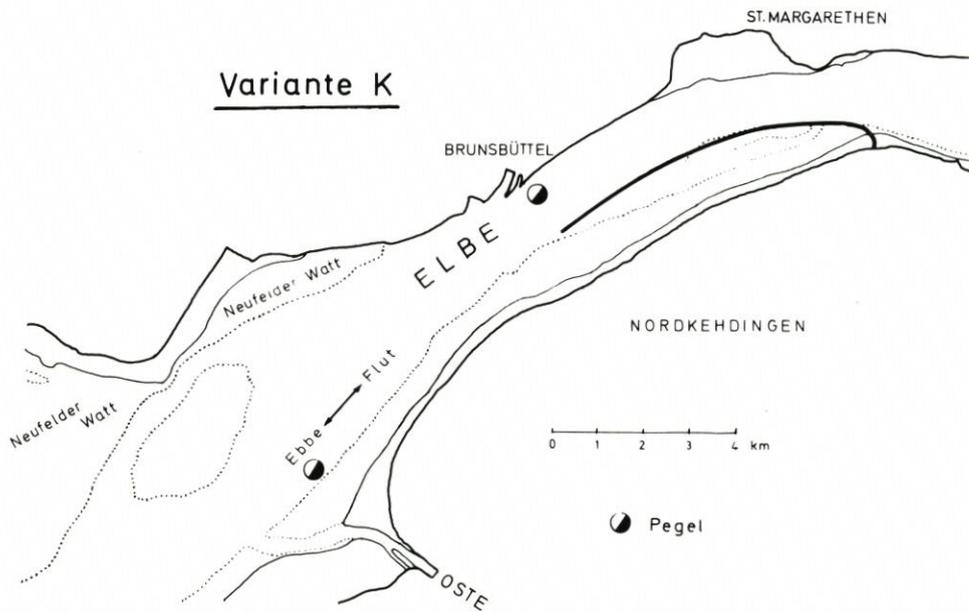


Abb. 20. Einengung des Mündungstrichters, Lageplan der Variante K

Alle Varianten sind auf Tab. 7 zusammengestellt. Die Zahl der Varianten ließe sich beliebig vermehren, und zwar hinsichtlich der Lage des Damms, Größe des freien Durchflußquerschnitts, Anzahl und Länge der Überlaufstrecken oder Einströmöffnungen des Polders sowie der Höhenlage der Einlaufschwelle. Im Rahmen der Vorversuche wurde aber auf die Untersuchung weiterer Varianten verzichtet, weil durch die Vorversuche nur eine allgemeine und grundsätzliche Wertung der verschiedenen Gruppen von Varianten erreicht werden sollte. Die Versuche wurden mit der Sturmflut vom 3. 1. 1976 und mit der mittleren Tide vom 6. 6. 1971 ausgeführt. Die Tide vom 6. 6. 71 gibt die mittleren Verhältnisse gut wieder, und auf sie treffen die Ausführungen in Abschnitt 2.2 zu. Wie im Abschnitt 3.1 erwähnt ist und Abb. 8 zeigt, lag die Scheitelhöhe der Sturmflut im Modell im Bereich der Elbemündung erheblich höher als in der Natur. Durch das Einsteuern einer Sturmflut mit naturähnlicher Scheitelhöhe im Mündungsbereich wäre aber die Scheitellage in Hamburg, deren Absenkung ermittelt werden sollte, zu niedrig gewesen. Die Versuchsergebnisse für die Sturmflut lassen daher nur einen Vergleich der Varianten untereinander zu. Die Absolutwerte aus dem Modell können nicht unmittelbar auf die Natur übertragen werden. In den Abb. 17 bis 19 sind die Meßstellen der Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Modellpegel eingetragen. Für Untersuchungen, die über das Ziel der Vorversuche hinausgehen, müßten selbstverständlich die Strömungsgeschwindigkeiten an weiteren Orten gemessen werden.

3.4.3 Versuchsergebnisse

In Tab. 8 sind die wichtigsten Ergebnisse der Versuche für die mittlere Tide zusammengestellt. Im Ausgangszustand waren die Ebbestromgeschwindigkeiten stets größer als die Flutstromgeschwindigkeiten. Bei den Varianten A, C, D, E und H liegen die Flutstromgeschwindigkeiten im Meßpunkt Cux I zum Teil höher als die Ebbestromgeschwindigkeiten.

Tabelle 7

Programm der Vorversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe

Nr.	Variante	Abb.	Beschreibung
1	A	17	Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 2,0 km; Damm vom Trischendammschiff bis zum Fahrwasser- rand gegenüber Cuxhaven.
2	B	17	wie A; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 1,4 km
3	C	17	wie A; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 0,8 km
4	D	18	wie A; Verlängerung des Dammes über den Medemsand nach Hermannshof
5	E	17	Damm von Cuxhaven über Medemsand nach Her- mannshof; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 2,0 km
6	F	18	wie D; 5 km lange Überlaufstrecke auf dem Medem- sand; Höhe der Überlaufschwelle: MThw + 1m
7	G	18	wie F; 0,5 km breiter zunächst geschlossener Ein- laß in der Neufelder Rinne, der bei einem Wasserstand von MThw + 1 m bis zur natür- lichen Sohle geöffnet wird. Die mittlere Sohlentiefe beim Einlaß liegt auf KN -5 m
8	L	18	wie F; 8 km lange Überlaufstrecke bei Hermanns- hof; Höhe der Überlaufschwelle MThw + 1 m
9	H	19	Damm vom Fahrwasserrand gegenüber Cuxhaven bis Kaiser-Wilhelm-Koog; Einengung der Elbe bei Cuxhaven auf 2,0 km
10	I	19	wie H; gegenüber der Ostemündung befindet sich ein 3,8 km langer Querdamm
11	K	20	Leitdamm auf dem Böschrücken; oberstromseitig geschlossen

Bei allen Varianten steigt aber die mittlere Flutstromgeschwindigkeit (v_{FM}) stets stärker als die mittlere Ebbestromgeschwindigkeit (v_{eM}). Durch diese Veränderung sind erhebliche Verschiebungen im Transportverhalten des Stromes zu erwarten, die zu Versandungen oberhalb von Cuxhaven führen können.

Die Veränderungen der Geschwindigkeiten bei mittlerer Tide bei den Varianten D und E sind verhältnismäßig gering, weil das einströmende Wasservolumen durch die Eindeichung der Wattflächen bzw. deren Abtrennen von der Elbe bei der Variante E stark reduziert ist. Sie überschreiten nur in einem Fall 20%. Die Geschwindigkeit bei den Varianten H und I sind

Tabelle 8

Zusammenstellung der Ergebnisse der Vorversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe (mittlere Tide)

Variante	Strömungsgeschwindigkeiten [cm/s]								Wasserstands- differenz St. Pauli [cm] Tnw Thw	
	Meßpunkt Cux I				Meßpunkt Cux II					
	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}		
Ausgangszustand	160	188	95	112	130	168	69	99		
A	240 +50	230 +22	146 +54	150 +34	140 + 8	215 +28	90 +30	115 +16	+14	- 8
B	280 +75	325 +73	179 +88	210 +88	150 +15	210 +25	95 +38	132 +33	+ 9	-13
C	310 +94	275 +46	188 +98	179 +60	125 - 4	195 +16	86 +25	109 +10	+11	-30
D,F,G,L	180 +13	170 -10	116 +22	102 - 9	105 -19	160 - 5	70 + 1	88 -11	+ 4	0
E	165 + 3	175 - 7	106 +12	104 - 7	130 0	170 + 1	72 + 4	101 + 2	+ 1	0
H	195 +22	215 +14	130 +37	124 +11	135 + 4	165 - 2	82 +20	105 + 6	+ 2	0
I	195 +22	205 + 9	127 +34	127 +13	115 -12	170 + 1	75 + 9	105 + 6	0	-12
K	-	-	-	keine Messung		-	-	-	0	0

Zeile 1: absolute Werte [cm/s]

Zeile 2: Differenzen der Geschwindigkeiten [%] zum Ausgangszustand

letzte Spalte: Differenz der Scheitelwasserstände zum Ausgangszustand

zwar kleiner als in A, B und C, aber erheblich größer als bei D und E. Dagegen ist bei den Varianten A, B und C die Zunahme der Geschwindigkeiten sehr groß. Auch die absoluten Größen der Geschwindigkeiten sind hier sehr hoch, die Spitzengeschwindigkeiten liegen in einigen Fällen über 3 m/s, meistens über 2 m/s. Einige über die Ebbe- und Flutstromdauer gemittelte Geschwindigkeiten erreichen Größen bis zu 2 m/s. Mit erheblichen Erosionen muß bei diesen Verhältnissen gerechnet werden.

Bei allen Varianten mit offenen Wattflächen oberhalb von Cuxhaven (Varianten A, B, C, H und I) wurde ein ähnliches Strömungsbild beobachtet. Bei einsetzender Flutphase fließt das Wasser am Ende des Querdammes auf engem Raum mit hoher Geschwindigkeit (3 bis 6 m/s) auf das Watt. Während der Ebbe erfolgt an dieser Stelle nicht nur der Rückstrom des Wassers von der Wattfläche, sondern noch eine zusätzliche Beaufschlagung durch die Überströmung vom Neufelder Watt her. Die Stromlinien konzentrieren sich an der Dammspitze (Abb. 21)

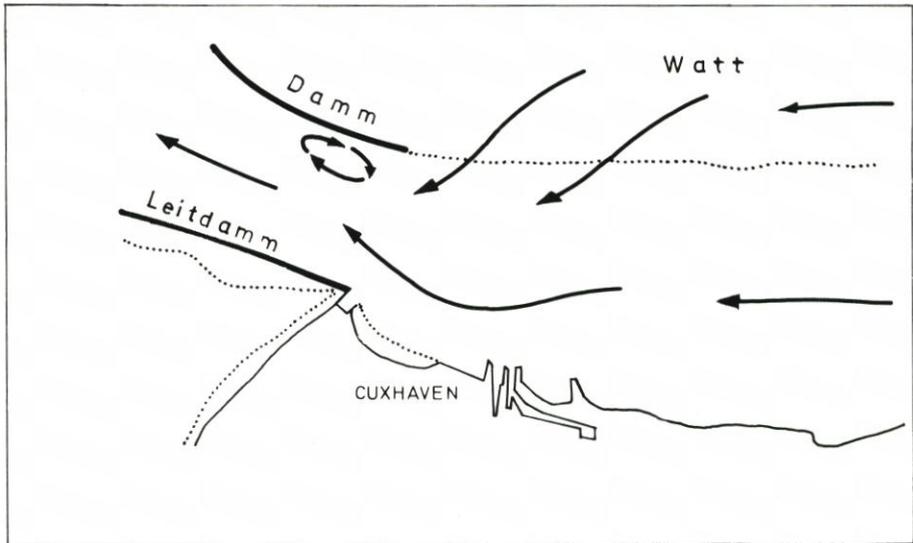


Abb. 21. Strömungsbild der Ebbe bei Cuxhaven (Varianten A, B und C)

und drücken die Ebbe in der Elbe an das niedersächsische Ufer. Hier treten hohe Geschwindigkeiten auf, während gegenüber am Damm der Durchflußquerschnitt durch eine Walze eingeschränkt ist. Durch eine bessere Führung der Strömung lassen sich die Querströmungen beseitigen, und der Durchflußquerschnitt kann besser beaufschlagt werden. Das wurde bei den Varianten D, E, F, G und L beobachtet.

Die Scheitelwasserstände in St. Pauli ändern sich bei den Varianten D bis L nur wenig. Bei den Varianten A bis C ist die Änderung größer, die Tideschwingung wird gedämpft. Dabei ergibt sich eine an sich erwünschte Anhebung des Tnw, das in den letzten Jahren im Bereich von Schulau – St. Pauli stark abgesunken ist. Bei der stärksten Querschnittseinengung bei Cuxhaven nach Variante C ist die Absenkung des Thw mit 30 cm beträchtlich.

Tab. 9 zeigt die Ergebnisse der Versuche für die Sturmflut. Bei den Varianten A, B und C treten außergewöhnlich hohe Strömungsgeschwindigkeiten auf, die eine solche Lösung als unrealistisch erscheinen lassen, auch wenn bei der Variante C eine Absenkung des Sturmflutscheitels in St. Pauli um 78 cm erreicht wird. An ungünstigeren Meßpunkten wurden sogar Maximalgeschwindigkeiten von 5 bis 6 m/s beobachtet. Auch bei allen anderen Varianten sind die Strömungsgeschwindigkeiten stark erhöht.

Die bei den Varianten D, E, H und I erzielten Absenkungen der Sturmflutscheitelhöhen in St. Pauli sind so gering, daß diese Lösungen ausscheiden. Dagegen zeigen die Varianten F, G und L, bei denen der eingedeichte Polder (Variante D) als Sturmflutpolder genutzt wird, größere Absenkungen der Sturmflutscheitelhöhen am Pegel St. Pauli, insbesondere bei der Variante L. Da bei diesen Varianten nur eine teilweise Füllung des Polders erreicht wurde, ist zu erwarten, daß bei weiteren Veränderungen der Einlaufverhältnisse noch stärkere Absenkungen der Sturmflutscheitelhöhen zu erreichen sind. Derartige Untersuchungen sollten Gegenstand der Hauptversuche sein.

Bei der Variante K war keinerlei Absenkung des Sturmflutscheitels im Bereich von Hamburg festzustellen. Daher wurde auf eine weitere Untersuchung verzichtet.

Tabelle 9

Zusammenstellung der Ergebnisse der Vorversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe
(Sturmflut vom 3.1.1976)

Variante	Strömungsgeschwindigkeiten [cm/s]								Wasserstands- differenz St. Pauli [cm]
	Meßpunkt Cux I				Meßpunkt Cux II				
	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}	v _{fmax}	v _{emax}	v _{fM}	v _{eM}	
Ausgangs- zustand	95	195	64	123	80	170	54	97	
A	260 +174	475 +144	188 +194	275 +124	115 +44	380 +124	86 +59	178 +84	-32
B	320 +237	440 +126	228 +256	281 +128	115 +44	330 +94	86 +59	172 +77	-47
C	490 +416	285 +46	325 +408	185 +50	140 +75	480 +182	98 +81	284 +193	-78
D	180 +100	280 +44	125 +95	170 +38	80 0	210 +24	59 +9	110 +13	-13
E	165 +74	265 +36	113 +77	165 +34	75 -6	195 +15	56 +4	117 +21	-7
F	255 +168	270 +38	143 +123	164 +33	100 +25	210 +24	63 +17	120 +24	-50
G	230 +142	275 +41	143 +123	156 +27	100 +25	220 +29	69 +28	111 +14	-37
H	215 +126	335 +72	154 +141	201 +63	100 +25	245 +44	74 +37	147 +52	-11
I	210 +121	305 +56	150 +134	190 +54	95 +19	250 +47	70 +30	136 +40	-18
K	-	-	-	keine Messung	-	-	-	-	0
L	225 +137	303 +55	128 +100	191 +55	-	-	-	-	-90

Zeile 1: absolute Werte [cm/s]

Zeile 2: Differenz der Geschwindigkeiten
[%] zum Ausgangszustand

Letzte Spalte: Differenz der Scheitelwasser-
stände zum Ausgangszustand

3.5 Zusammenfassende Beurteilung der Ergebnisse der Vorversuche

Wie in Abschnitt 2.3 dargestellt, war bei den Versuchen darauf verzichtet worden, die Höhe der Scheitelwasserstände auf der gesamten Flußlänge naturähnlich nachzubilden. Die Ergebnisse der Vorversuche entsprechen daher in ihren absoluten Werten nicht den natürlichen Verhältnissen. Es läßt sich z. B. aus den Vorversuchen nicht sagen, welche Höhenlage die Sturmflutscheitellinie in der Unterelbe am 3. 1. 1976 gehabt hätte, wenn damals schon im Bereich der Elbemündung ein großer Entlastungspolder bestanden hätte oder wenn in der Unterelbe ein Sturmflutsperrwerk betrieben worden wäre. Dagegen lassen es die Ergebnisse der Vorversuche zu, die einzelnen untersuchten Maßnahmen innerhalb der Gruppen verschiedener Lösungen untereinander zu vergleichen und zu bewerten. Es ist dadurch möglich, das Programm der Hauptversuche auf Maßnahmen zu beschränken, die am meisten Erfolg versprechen.

Die Versuche für ein Sturmflutsperrwerk haben gezeigt, daß der Standort bei Tinsdal unzweckmäßig ist (Abschn. 3.2.3). Bei hohen Oberwasserzuflüssen ist der Stauroaum hinter dem geschlossenen Sperrwerk zu klein, es kommt daher zu hohen Wasserständen und zu Überflutungen durch den Oberwasserzufluß. Das Sperrwerk Tinsdal wurde daher nicht in das Programm der Hauptversuche aufgenommen.

Hinsichtlich der maximalen Wasserstandsanhhebung unterhalb des Sperrwerks sind die Unterschiede zwischen den Sperrwerkslagen Bielenberg und Brunsbüttel unbedeutend. Auch der maximale Wasserstand bei St. Pauli und Bunthaus liegt bei beiden in derselben Größenordnung (Tab. 3). Bei hohem Oberwasserzufluß ist die maximale Wasserspiegeldifferenz am Sperrwerk Bielenberg deutlich geringer als in Brunsbüttel (Tab. 4).

Als Ergebnis der Versuche für Sturmflutpolder im Raum zwischen Hamburg und der Pinnaumündung (Abschn. 3.3.3) ist herauszustellen, daß eine Absenkung des Sturmflutscheitels in einer Größenordnung von knapp 1 m im Hamburger Stadtgebiet nur erreicht werden kann, wenn sowohl im Alten Land als auch in der Haseldorfer Marsch große Überlaufpolder in Betrieb sind (Tab. 6).

Die Versuche mit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe haben ergeben, daß die Einschränkung des Durchflußquerschnitts durch einen Damm auf dem Watt vom Trischen-Damm bis zum gegenüber Cuxhaven gelegenen Rand des Elbefahrwassers in der verbleibenden Durchflußöffnung sehr hohe Strömungsgeschwindigkeiten ergibt, und zwar sowohl bei mittlerer Tide als auch bei Sturmzeiten (Tab. 8 und 9). Es würde zu starker Erosion kommen, die Standfestigkeit der Deiche und auch der Schiffsverkehr würden dadurch gefährdet. Zudem brachte nur die Variante mit der kleinsten Öffnungsbreite und den damit größten Strömungsgeschwindigkeiten eine beachtliche Absenkung des Sturmflutscheitels in Hamburg (Tab. 9). Würde man die Durchflußöffnung bei Cuxhaven weiter vergrößern als bisher in den Versuchen ausgeführt, um die Geschwindigkeiten dadurch weiter herabzusetzen, so wird die Absenkung der Scheitelhöhen in Hamburg immer geringer. Bei einer anderen Linienführung des Einschränkungsdammes war die Wirkung auf die Sturmflutscheitelhöhen nicht ausreichend (Tab. 9).

Bei der Eindeichung eines großen Polders in der Elbemündung im Bereich des Medemlandes und des Neufelder Watts und gleichzeitiger Benutzung dieses Polders als Sturmflutpolder lassen sich wirksame Absenkungen des Sturmflutscheitels in Hamburg erreichen. Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Durchflußöffnung sind zwar auch recht groß, aber kleiner als bei den einfachen Querdämmen (Tab. 9). Die Möglichkeiten für eine Beaufschla-

gung des Polders waren bei den Vorversuchen noch nicht ausgeschöpft worden. Diese Lösungen sollen daher in den Hauptversuchen weiter untersucht werden.

4. Hauptversuche

4.1 Herstellen der Naturähnlichkeit

Wie im Abschnitt 2.3 bereits erwähnt, läßt sich der Ablauf einer Sturmflut auf der gesamten Flußstrecke von der Mündung bis zur Tidegrenze nicht ohne besondere Maßnahmen naturähnlich im hydraulischen Modell wiedergeben. Um einen weitgehend naturähnlichen Ablauf der Sturmflut zu erzielen, wurden zwei Verfahren entwickelt und gemeinsam bei den Hauptversuchen angewendet:

1. Impulsstrahlen
2. Pendelrauheit (mobile Rauheit)

Bei den Impulsstrahlen wurde von dem Gedanken ausgegangen, daß bei Sturmfluten durch den starken Wind zusätzliche Kräfte auf das Wasser im Tidefluß in Flutstromrichtung wirken. Wenn es auch nicht möglich ist, diese Wirkung durch einen Luftstrom nachzubilden, so wurde es doch für möglich angesehen, eine ähnliche Wirkung durch feine Wasserstrahlen zu erreichen, die in Flutstromrichtung in die Fließquerschnitte des Modells eingeführt werden. Zu diesem Zweck wurden Kupferrohre von 15 bis 18 mm Durchmesser quer durch die Fließquerschnitte des Modells gelegt. Innerhalb der Fließquerschnitte waren im Abstand von je 100 mm Bohrungen von je 2,5 mm angeordnet, aus denen Wasser in Flutstromrichtung austreten konnte. Das Wasser wurde von einer Pumpe aus dem Tiefbehälter entnommen und in die Rohre gedrückt. Die Abbildungen 22a und 22b zeigen das Prinzip der Impulsstrahlen.

Der starke, in Flutstromrichtung wirkende Wind behindert bei Ebbe den Rückstrom des Wassers. Diese Wirkung haben auch die Impulsstrahlen. Eine solche Wirkung läßt sich aber auch durch Rauheitselemente erreichen, die von oben her in die Fließquerschnitte des Modells eintauchen und als Pendel aufgehängt sind. Die für die Modellversuche verwendeten Elemente bestehen aus 30 mm breiten Kunststoffstreifen, die um eine horizontale Achse drehbar auf Böcken montiert sind und senkrecht zur Flußachse stehen. Der Flutstrom kann die Streifen leicht anheben. Sie setzen ihm praktisch keinen Widerstand entgegen, da sie auf der Ober-

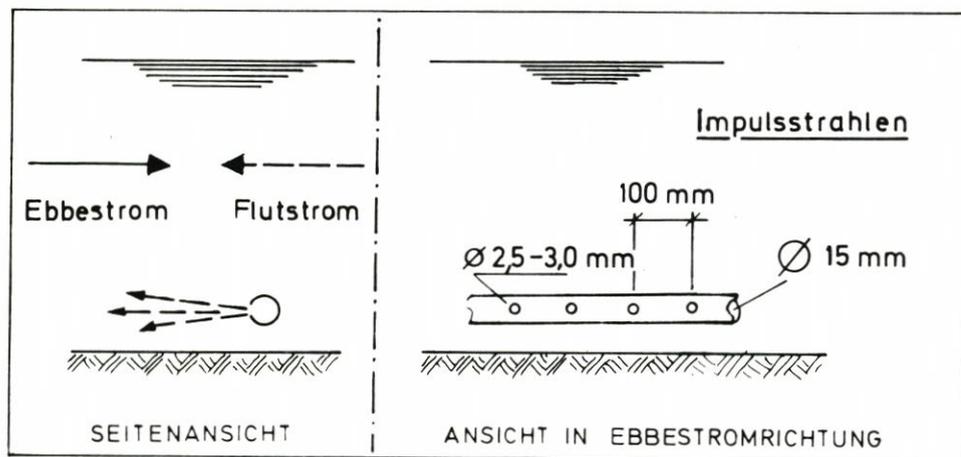


Abb. 22a. Impulsstrahlen (Prinzipskizze)

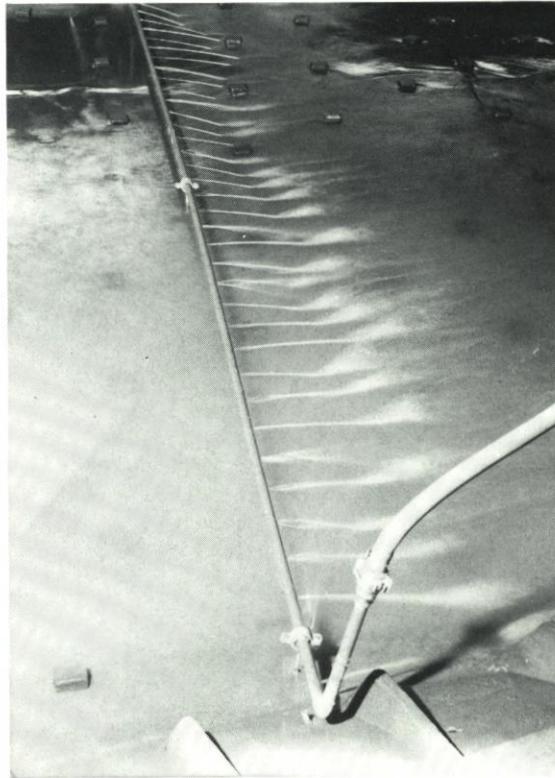


Abb. 22b. Impulsstrahlen

fläche schwimmen und durch ein Gegengewicht ein Gewichtsausgleich bewirkt wird. Bei Ebbestrom werden die Streifen dagegen durch die Querriegel der Montageböcke so festgehalten, daß ihr eintauchender Querschnitt voll als Widerstand wirkt. Die Abbildungen 23a, b und c zeigen das Prinzip der Pendelrauheit.

Beide Verfahren wurden zunächst in Rinnenversuchen getestet, um sie für ihren Einsatz im Elbmodell dimensionieren zu können. Bei den Impulsstrahlen wurde jeweils der Wasserdruck und damit die Wasserzugabe variiert, bei den Pendeln dagegen die Eintauchtiefe und die Anzahl der Pendel. Es wurde die Änderung der Gefällelinien infolge der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit bei unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten ermittelt. Auf eine ausführliche Schilderung der Rinnenversuche soll hier verzichtet werden.

Um einen naturähnlichen Ablauf der Sturmzeiten im Elbmodell auf der gesamten Strecke von der Mündung bis zur Tidegrenze zu erreichen, wurden beide Verfahren gemeinsam angewandt. Im Modellbereich zwischen Cuxhaven und der Ostemündung, also im eigentlichen Mündungstrichter, wurden vorwiegend Rohrstränge für den Einsatz von Impulsstrahlen verlegt. Einige weitere Rohrstränge lagen zwischen Brokdorf und Glückstadt sowie zwischen der Lühe- und der Estemündung. Oberhalb der Ostemündung wurden neben den üblichen Betonklötzchen als Rauheitselemente vorwiegend die oben geschilderten Pendel eingesetzt, da der direkte Windeinfluß hier geringer ist als weiter seewärts. Um eine ausreichende Naturähnlichkeit empirisch zu erzielen, mußten die Zahl der eingesetzten Pendel, die festen Rauheitselemente und die Impulsstrahlen in zahlreichen Einzelversuchen variiert

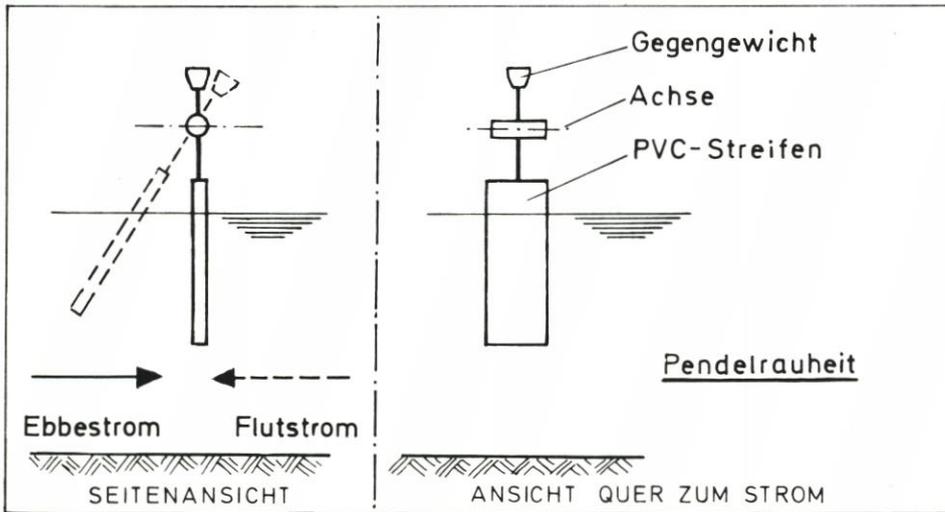


Abb. 23a. Pendelrauheit (Prinzipskizze)

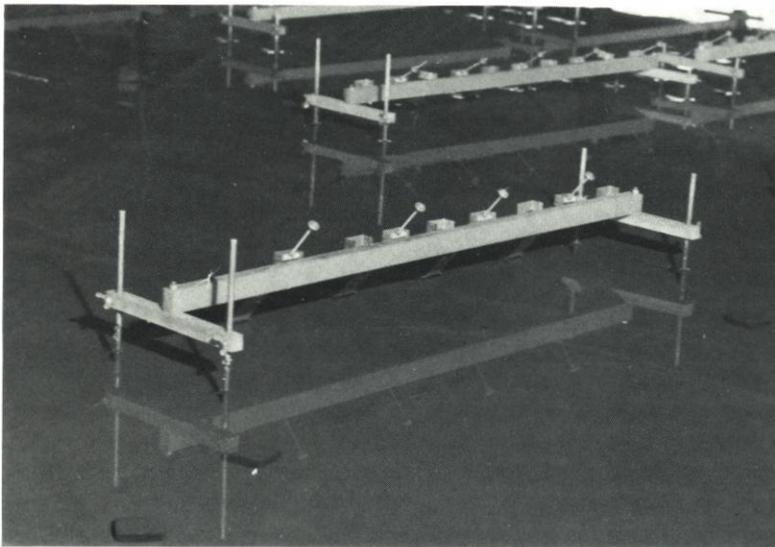


Abb. 23b. Pendelrauheit (bei Flut)

werden. Die Impulsstrahlen kamen dabei nicht während der gesamten Sturmflut zum Einsatz. Abb. 24 zeigt am Beispiel der Sturmflut vom 3. 1. 1976, wie der Betriebsdruck in dem Zuleitungsrohr der Impulsstrahlrohre geregelt wurde: Erst bei Thw der Vortide wurde die Pumpe eingeschaltet, nach 3 Stunden (Natur) wurde der höchste Druck erreicht, der während 10 Stunden konstant blieb und dann in etwa 2 Stunden, noch vor dem Tnw nach dem Sturmflutscitel, auf einen geringen Druck abfiel. Erst bei Thw der Nachtide wurde die Pumpe ausgeschaltet. Zusätzlich mußten zwischenzeitlich einige Rohrstränge abgeschaltet oder gedrosselt werden. Bei dem höchsten Druck von 42 mWS wurden dem Modell etwa $1,75 \text{ m}^3/\text{min}$ Wasser durch die Impulsstrahlen zugeführt. Das sind etwa 5 % des maximal über

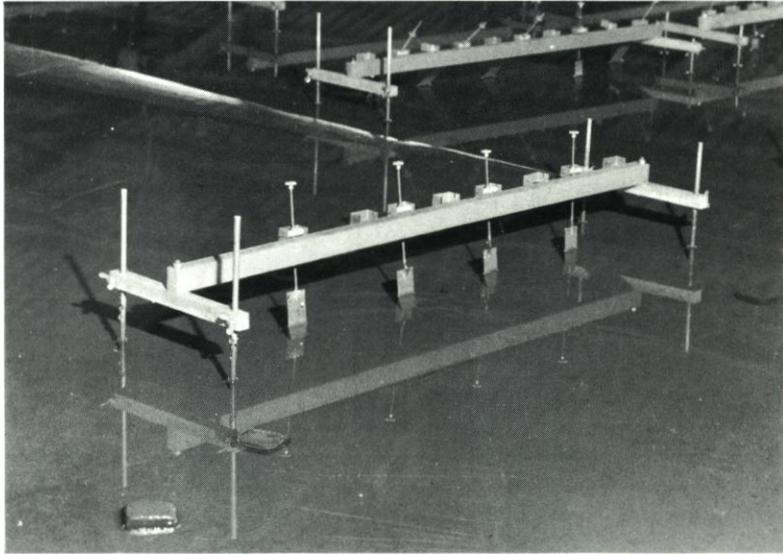


Abb. 23c. Pendelrauheit (bei Ebbe)

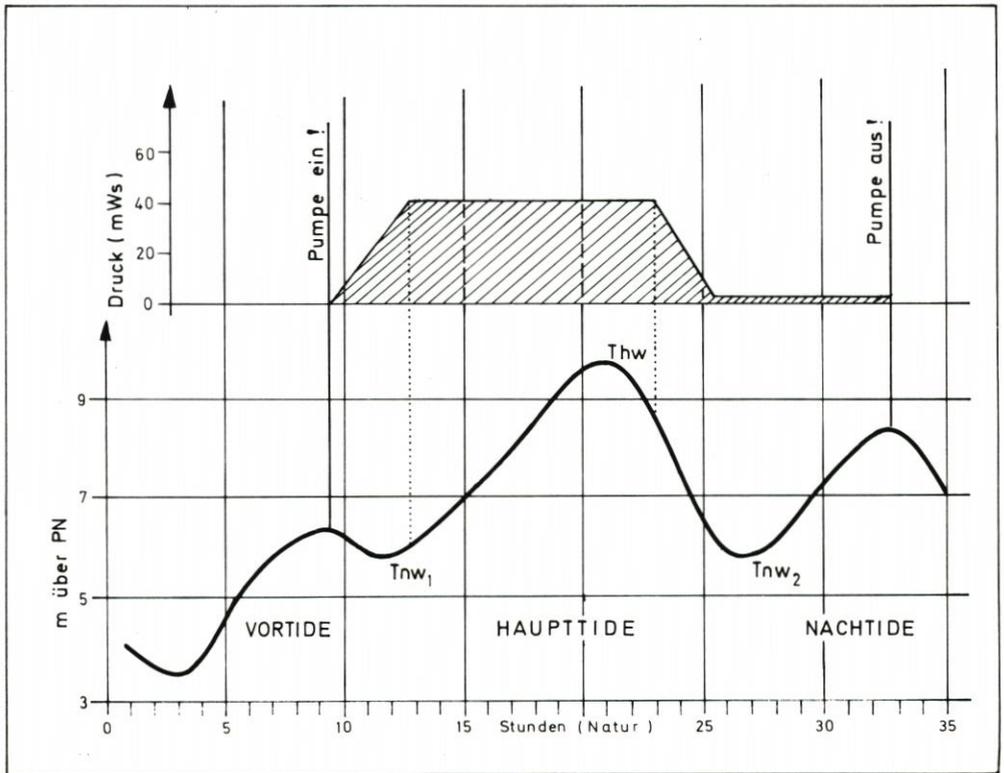


Abb. 24. Druckschema der Impulsstrahlen für die Sturmflut vom 3. 1. 76

den Modelleinlauf während der Sturmflut zufließenden Volumenstroms von $36 \text{ m}^3/\text{min}$. Da die im Modell quer zur Fließrichtung verlaufenden Rohrstränge selbst auch zur Rauheit beitragen und wegen des Einsatzes der Pendelrauheit mußte die Anzahl der ursprünglich zur Herstellung der Naturähnlichkeit des Modells bei mittlerer Tide angeordneten Rauheitselemente verringert werden.

Durch langwieriges Probieren – insgesamt waren etwa 80 Versuche erforderlich – gelang es, eine befriedigende Naturähnlichkeit auf der gesamten Flußstrecke herzustellen. Abb. 25 zeigt die Scheitellinien des HTHw und der benachbarten Tnw vom 3. 1. 76 vom Pegel Mittelgrund-West in der Außenelbe bis Hohnstorf. Vergleicht man die Scheitellinie des HTHw mit der bei den Vorversuchen erzielten (Abb. 8), so wird die durch die Impulsstrahlen und die Pendelrauheit erzielte Verbesserung deutlich. Abb. 26 zeigt am Beispiel der Pegel Cuxhaven und St. Pauli die bei der Form der Tidekurven erzielte Übereinstimmung zwischen Natur und Modell. Für die Sturmflut vom 3. 1. 76 war auch ein Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten möglich, da während dieser Sturmflut an den Meßstellen Schulau, Grauerort und Ostemündung von den Wasser- und Schifffahrtsämtern Hamburg und Cuxhaven Messungen mit Schaufelrädern ausgeführt worden waren. Abb. 27 zeigt den Vergleich der Messungen in der Natur mit denen im Modell. Mit Rücksicht auf die Unsicherheiten beim Vergleich von Strömungsmessungen in der Natur mit denen im Modell (ROHDE, 1971) muß die erzielte Übereinstimmung als sehr gut bezeichnet werden. Während der Naturähnlichkeitsversuche war der Oberwasserzufluß konstant auf $492 \text{ m}^3/\text{s}$ (vgl. Abschnitt 3.1) eingestellt. Das Wehr Geesthacht und die Sperrwerke an den Nebenflüssen wurden nach dem tatsächlichen Betrieb gelegt bzw. geschlossen.

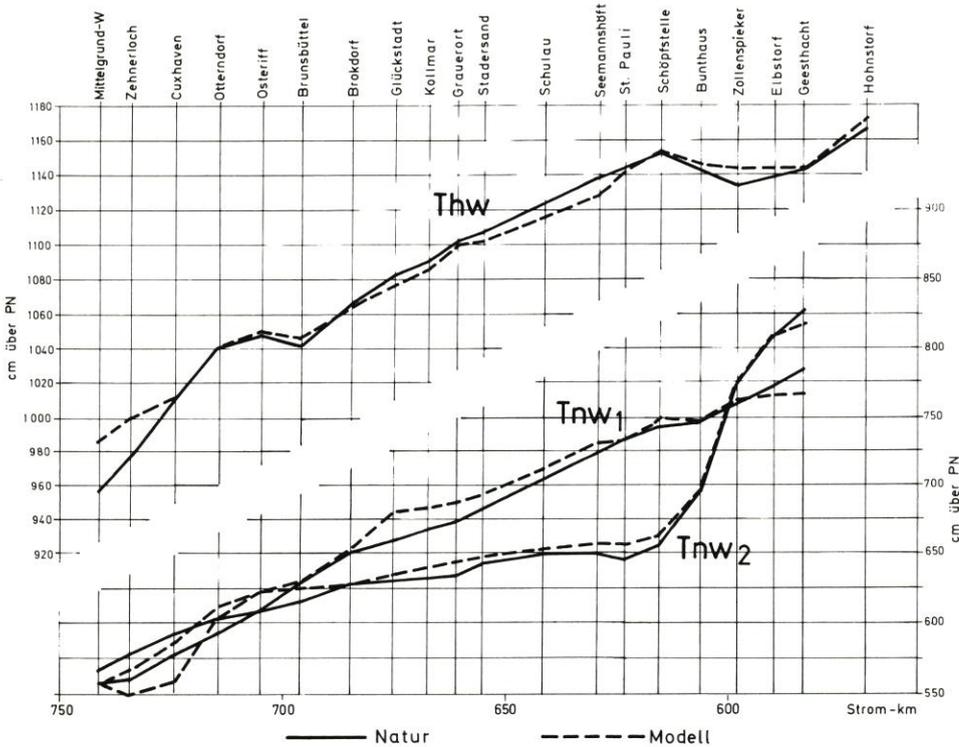


Abb. 25. Scheitellinien des HTHw und der benachbarten Tnw vom 3. 1. 76, Vergleich Natur und Modell

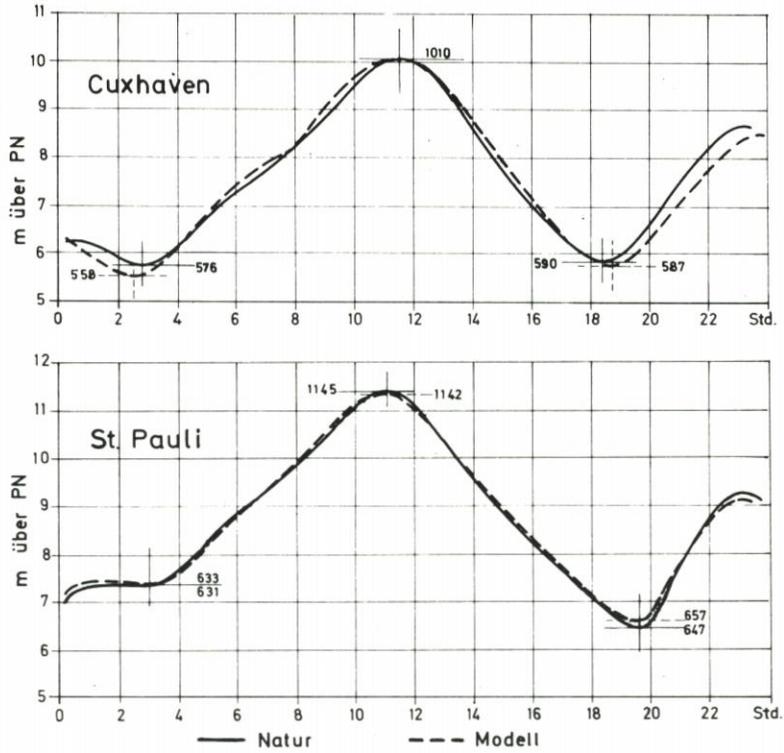


Abb. 26. Vergleich der Tidekurven in Natur und Modell der Pegel Cuxhaven und St. Pauli für den 3. 1. 76

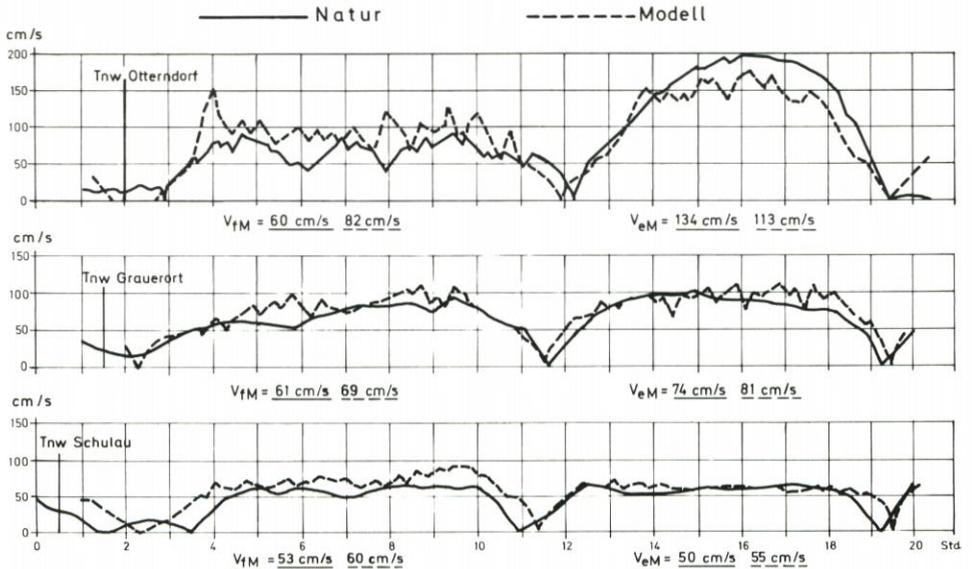


Abb. 27. Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten in Natur und Modell bei der Sturmflut am 3. 1. 76

Da bei den Hauptversuchen auch die Sturmflut vom 21. 1. 1976 untersucht werden sollte, mußte für diese Sturmflut ebenfalls die Naturähnlichkeit im Modell hergestellt werden. Diese Sturmflut entspricht in ihrem Ablauf in Vor- und Nachtiden sowie in ihrer Fülligkeit der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962. Abb. 28 zeigt die Tidekurven vom 20. bis 22. 1. 76 (nach SINDERN und GÖHREN, 1979). Zum Vergleich sind gestrichelt die Tidekurven vom 2. bis

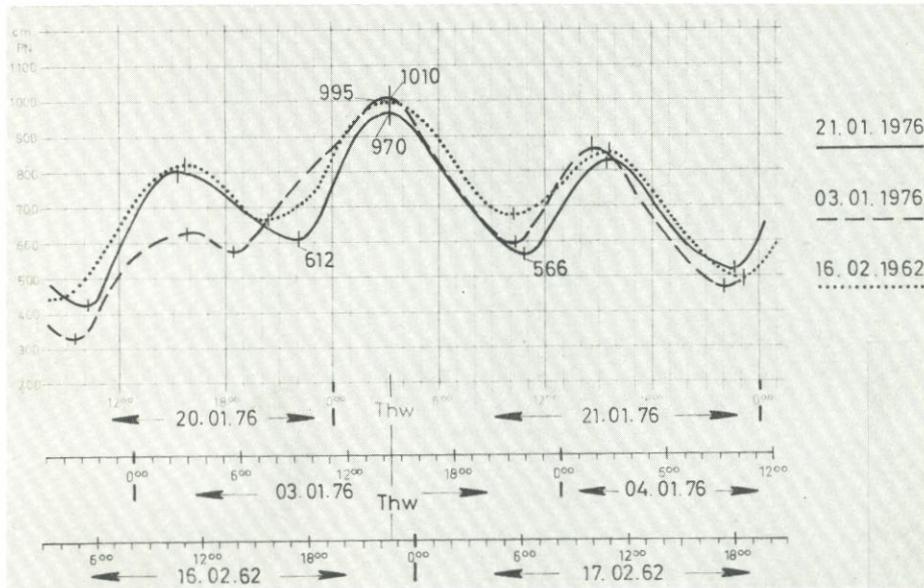


Abb. 28. Tidekurven der Sturmflut vom 21. 1. 76 für Cuxhaven. Zum Vergleich sind die Tidekurven der Sturmfluten vom 3. 1. 76 und 16./17. 2. 62 eingetragen

4. 1. 76 und punktiert die vom 15. bis 17. 2. 1962 eingetragen. Die Herstellung der Naturähnlichkeit geschah in derselben Weise wie bei der Sturmflut vom 3. 1. 76. Dabei wurde nur eine Änderung der Impulsstrahlen vorgenommen. Die festen Rauheitselemente und die Pendelrauhheit blieben dagegen unverändert. Abb. 29 zeigt die Scheitellinien des HThw und der benachbarten Tnw der Sturmflut vom 21. 1. 76 zwischen den Pegeln Zehnerloch in der Außenebbe und Hohnstorf. Der während der Naturähnlichkeitsversuche konstant beibehaltene Oberwasserzufluß betrug $1561 \text{ m}^3/\text{s}$ und entsprach damit genau dem Oberwasserzufluß am 21. 1. Zwischen dem 20. und 22. 1. stieg der Oberwasserzufluß, gemessen in Neudarchau, von $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $1730 \text{ m}^3/\text{s}$. Auch bei der Sturmflut vom 21. 1. waren in der Natur Strömungsgeschwindigkeiten gemessen worden. Sie stimmten ebenfalls mit entsprechenden Messungen im Modell gut überein.

4.2 Sturmflutsperrwerke

4.2.1 Versuchsprogramm und -ausführung

In den mit naturähnlichem Tideverlauf auszuführenden Hauptversuchen sollte eine Sperrwerkslage bei Brokdorf (km 683,6) untersucht werden (Abb. 2). Da diese Sperrwerkslage bei den Vorversuchen nicht untersucht worden war, sollten auch einige Versuche mit einem

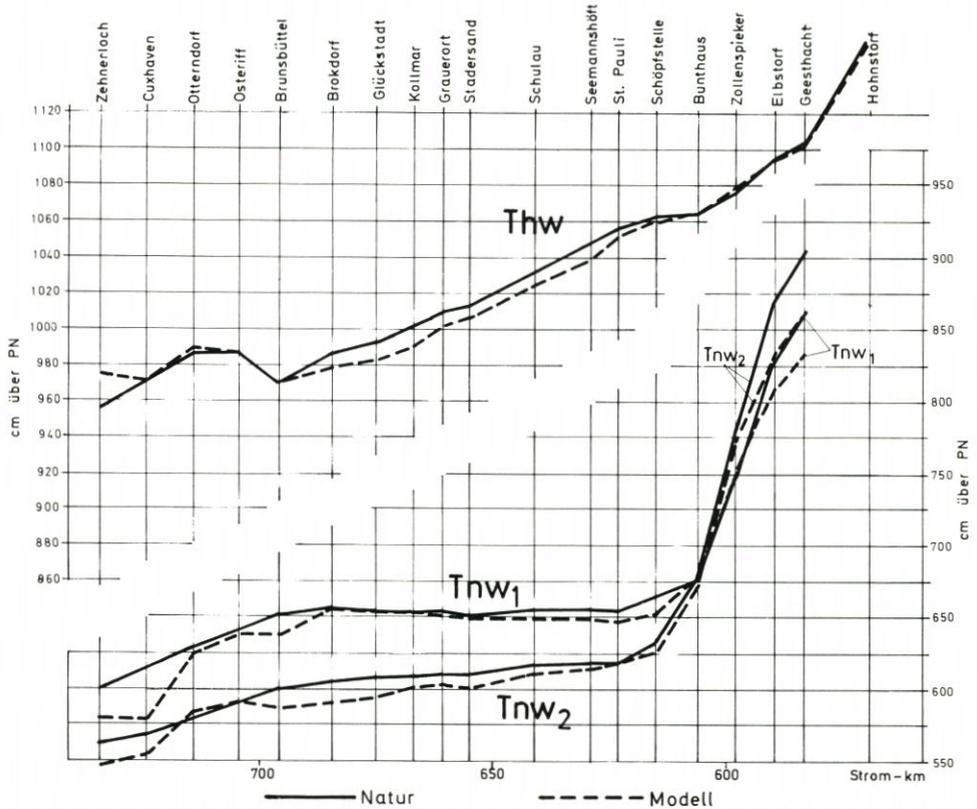


Abb. 29. Scheitellinien des HThw und der benachbarten Tnw vom 21. 1. 76 (Vergleich zwischen Natur und Modell)

Sperrwerk bei Bielenberg (km 670,5) mit Oberwasserzufluß von $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgeführt werden, um einen Vergleich zwischen dem Ergebnis der Vor- und Hauptversuche ziehen zu können. Die Sperrwerkslage bei Bielenberg wurde für einen solchen Vergleich als geeigneter angesehen als die Lage bei Brunsbüttel, weil hier die Abweichung der Scheitelhöhe der Sturmflut in der Natur und im Modell geringer war als in Brunsbüttel (siehe Abb. 8).

Die Versuche für die Sperrwerkslage Brokdorf wurden mit Oberwasserzuflüssen von 500 , 1000 , 2700 und $4200 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgeführt. Anstelle des etwa MNQ entsprechenden Oberwasserzuflusses von $300 \text{ m}^3/\text{s}$ bei den Vorversuchen trat bei den Hauptversuchen der Abfluß von $500^3/\text{s}$. Beide Sperrwerkslagen wurden für die Sturmfluten vom 3. 1. 76 und 21. 1. 76 untersucht.

Der Schließvorgang erstreckte sich wie bei den Vorversuchen über eine Dauer von 60 Minuten (Natur). Die Schließzeitpunkte wurden aufgrund der bei den Vorversuchen gewonnenen Erfahrungen entsprechend den Tidekurven etwas verändert; so wurde der Schließzeitpunkt beim Wasserstand von $5,00 \text{ m}$ über PN als unrealistisch weggelassen. Bei den Versuchen mit der Tide vom 3. 1. 76 begann das Schließen beim Erreichen der Wasserstände von jeweils $6,00 \text{ m}$, $7,00 \text{ m}$ und $8,00 \text{ m}$ über PN, bei der Tide vom 21. 1. 76 bei Wasserständen von $7,00 \text{ m}$, $8,00 \text{ m}$ und $9,00 \text{ m}$ über PN. In Tab. 10 sind alle untersuchten Varianten der Sperrwerks Hauptversuche zusammengestellt.

Tabelle 10
Versuchsprogramm der Sperrwerks-Hauptversuche

		3. 1. 1976		21. 1. 1976		
Sperrwerk	Nr.	Wasserstand am Sperrwerk bei Beginn des Schließens in m über PN	Q_0 [m ³ /s]	Nr.	Wasserstand am Sperrwerk bei Beginn des Schließens in m über PN	Q_0 [m ³ /s]
---	1	Naturähnlichkeit	492	1	Naturähnlichkeit	1561
Bielenberg (km 670,5)	2	Ausgangszustand	1000	2	Ausgangszustand	1000
	3	5,00				
	4	7,00				
	5	9,00				
	6	Ausgangszustand				
Brokdorf (km 683,6)	7	6,00	500	6	Ausgangszustand	500
	8	7,00				
	9	8,00				
	10	Ausgangszustand				
	11	6,00				
	12	7,00	1000	10	Ausgangszustand	1000
	13	8,00				
	14	Ausgangszustand				
	15	6,00	2700	11	7,00	2700
	16	7,00				
	17	8,00				
	18	Ausgangszustand	4200	13	Ausgangszustand	4200
	19	6,00				
	20	7,00				
	21	8,00				
	16	Ausgangszustand				
	17	7,00	4200	14	7,00	4200
18	8,00					
19	9,00					

PN = NN -500 cm

4.2.2 Versuchsergebnisse

a) Sperrwerk Bielenberg

Tab. 11 zeigt die Ergebnisse der Versuche für die Sperrwerkslage Bielenberg. Zum Vergleich sind für die Tide vom 3. 1. 76 auch die Ergebnisse der entsprechenden Vorversuche aufgeführt. Die Hauptversuche für die Tide vom 3. 1. 76 zeigen die gleiche Tendenz wie die Vorversuche. Fast alle Werte der Hauptversuche liegen aber etwas höher als die der Vorversuche. Hieraus kann gefolgert werden, daß die Ergebnisse der Vorversuche bei allen untersuchten Sperrwerkslagen in ihrer grundsätzlichen Aussage als richtig angenommen werden können. Auffallend ist, daß der Anstieg des Wasserstandes unterhalb des Sperrwerks, der für die Bemessung der Deiche maßgebend ist, bei den Hauptversuchen erheblich größer ist als bei den Vorversuchen. Die Veränderungen der Wasserstände oberhalb des Sperrwerks, für die als Beispiel die Werte der Pegel St. Pauli und Bunthaus angeführt sind, und die Veränderungen der Wasserstandsunterschiede am Sperrwerk zwischen den Vor- und Hauptversuchen sind dagegen unbedeutend.

Bei den Versuchen mit der Tide vom 21. 1. 76 fällt auf, daß die Wasserstände unterhalb des Sperrwerks gegenüber der Tide vom 3. 1. 76 sehr stark ansteigen, und zwar beim Schließen des Sperrwerks bei einem Wasserstand von PN +7,0 m von 61 auf 146 cm und beim Schließen bei PN +9,0 m von 64 auf 126 cm. Der Aufstau ist unmittelbar unterhalb des Sperrwerks am größten. Er geht bis Cuxhaven auf Null zurück. Die Veränderungen der Wasserstandsunterschiede am Sperrwerk und der Wasserstände oberhalb des Sperrwerks sind gegenüber den Verhältnissen bei der Sturmflut vom 3. 1. 76 unbedeutend.

b) Sperrwerk Brokdorf

Abb. 30 zeigt beispielhaft mit einem Oberwasserzufluß von 1000 m³/s für die Sturmflut vom 3. 1. 76, wie sich durch das Schließen des Sperrwerks die Tidekurven unmittelbar oberhalb und unterhalb des Sperrwerks verändern. Es treten Schwall- und Sunkerscheinungen auf. Auf Abb. 31 sind die entsprechenden Veränderungen der Tidekurven an den Pegeln St. Pauli und Cuxhaven dargestellt.

Die Veränderungen der Tidekurven in Cuxhaven sind gering. In St. Pauli tritt die beabsichtigte starke Wasserstandsabsenkung ein, die umso größer ist, je früher das Sperrwerk geschlossen wird. In Abb. 32 ist die Thw-Linie der Sturmflut vom 3. 1. 76 bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ eingezeichnet. Für die Sturmflut vom 21. 1. 76 zeigt Abb. 33 die Tidekurven am Sperrwerk bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und Abb. 34 die Thw-Linie. Bemerkenswert ist das gegenüber der Sturmflut vom 3. 1. 76 starke Ansteigen des Wasserstandes unterhalb des Sperrwerks, das sich seewärts bis über Cuxhaven hinaus erstreckt.

Aufzeichnungen wie die Abb. 30, 31 und 33 wurden für alle in Tab. 10 zusammengestellten Versuchsvarianten aufgestellt und ausgewertet. Tab. 12 zeigt das Ergebnis der Auswertungen. Es ergibt sich, daß im Hamburger Hafengebiet (St. Pauli) der kritische Wasserstand von 9,50 m über PN nur dann wesentlich überschritten wird, wenn bei hohem Oberwasserzufluß das Schließen des Sperrwerks relativ spät erfolgt (bei 8 oder 9 m über PN). Die maximalen Wasserstandsunterschiede zwischen Außen- und Binnenpegel des Sperrwerks sind bei geringen Oberwasserzuflüssen (500 und 1000 m³/s) und frühen Schließzeitpunkten (6 oder 7 m über PN) am größten. Sie liegen in diesen Fällen zwischen 4 und 5 m. Diese Werte geben einen Hinweis für die Konstruktion der Sperrwerksverschlüsse. Am günstigsten sowohl hinsichtlich

Tabelle 11
 Versuchsergebnisse Sperrwerk Bielenberg
 $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$

Versuchs- art, Tide Schließens	maximaler Wasserstand in cm über PN St. Pauli Bunthaus	maximale Differenz am Sperrwerk [cm]	maximaler Aufstau des Thw unterhalb des Sperrwerks [cm]
Vorversuche 3.1.76			
PN + 5 m	591	599	14
PN + 7 m	769	410	24
PN + 9 m	977	266	45
Hauptversuche 3.1.76			
PN + 5 m	607	599	49
PN + 7 m	792	419	61
PN + 9 m	979	264	64
Differenzen			
PN + 5 m	+16 cm	+0	+35
PN + 7 m	+23 cm	+9	+37
PN + 9 m	+ 2 cm	-2	+19
Hauptversuche 21.1.76			
PN + 7 m	772	448	146
PN + 8 m	883	397	153
PN + 9 m	995	253	126

PN = NN - 500 cm

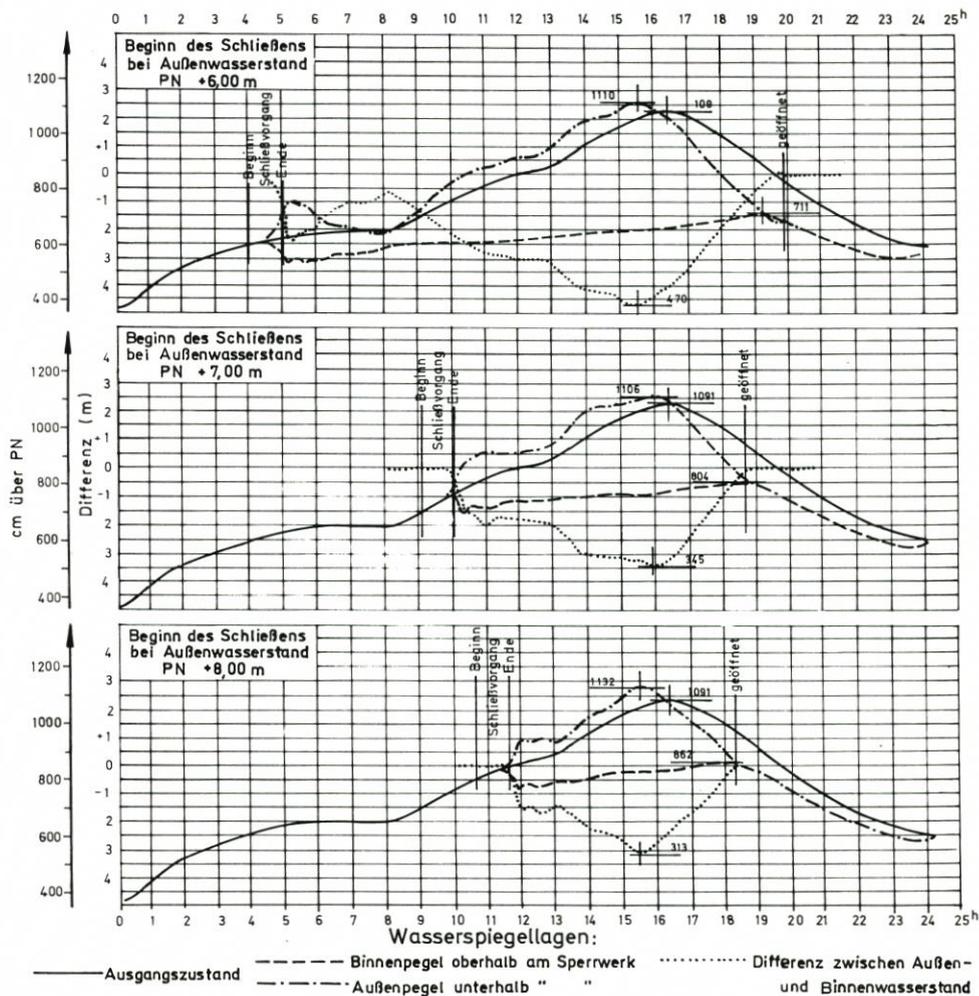


Abb. 30. Tidekurven und Wasserspiegeldifferenzen am Sperrwerk Brokdorf bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ bei unterschiedlichem Beginn des Schließens für den 3. 1. 76

der Entwicklung der Wasserstände oberhalb des Sperrwerks als auch der Wasserstands-differenzen am Sperrwerk dürfte es sein, wenn mit dem Schließen des Sperrwerks beim Erreichen eines Wasserstandes zwischen 7 und 8 m über PN (etwa 1 m über MThw) begonnen wird.

Bei der Sturmflut vom 3. 1. 76 war die maximale Aufhöhung der Scheitelwasserstände unterhalb des geschlossenen Sperrwerks, die zwischen 13 und 44 cm betrug, relativ gering. Ganz anders waren dagegen die Verhältnisse bei der Sturmflut vom 21. 1. 76. Hier lag die Aufhöhung je nach Oberwasserzufluß und gewähltem Schließzeitpunkt zwischen 84 und 175 cm. Offenbar ist die Form der Sturmflutkurve von ausschlaggebender Bedeutung für den Aufstau vor dem Sperrwerk. Die absolute Scheitelhöhe der Sturmflut vom 21. 1. war jedoch in Cuxhaven 40 cm geringer als am 3. 1. 76, so daß die Thw-Linie bei geschlossenem Sperrwerk Brokdorf in ihrer absoluten Höhe am 21. 1. trotz des höheren Aufstaus zwischen Cuxhaven und Brokdorf nur wenig oberhalb der Thw-Linie vom 3. 1. lag. In Abb. 34 ist zum Vergleich

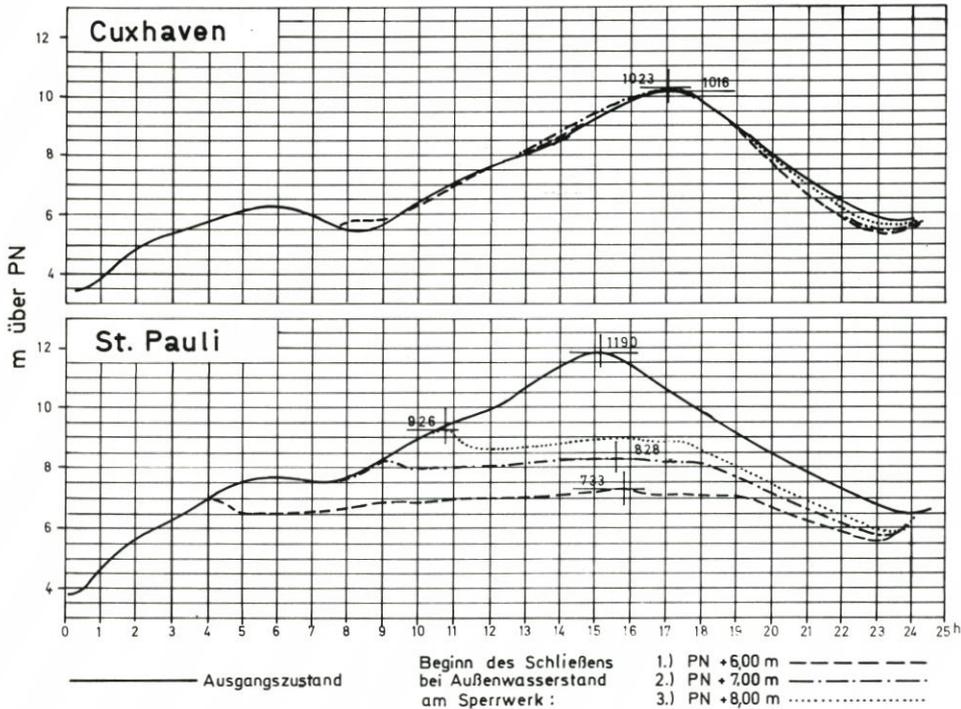


Abb. 31. Tidekurven für Cuxhaven und Hamburg-St. Pauli bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und unterschiedlichem Beginn des Schließens für den 3. 1. 76

die Thw-Linie der Sturmflut vom 3. 1. 76 für den ungünstigsten Fall eingetragen. Dabei ist aber zu bedenken, daß durchaus eine Sturmflut der Form vom 21. 1. 76 in der Höhe der Sturmflut vom 3. 1. 76 eintreten kann. Für diesen Fall müßte bei rechtzeitigem Schließen des Sperrwerks bei Erreichen eines Wasserstandes am Sperrwerk von etwa 7 m über PN mit einer Erhöhung der bisher bekannten höchsten Sturmflutwasserstände am Pegel Cuxhaven um rund 50 cm und am Pegel Brokdorf um rund 1 m gerechnet werden. Entsprechend wären die Deiche aufzuheben. Dabei ist noch nicht berücksichtigt, daß in Form und Höhe noch ungünstigere Sturmfluten möglich sind.

4.3 Einengung der Elbemündung und mündungsnahe Sturmflutpolder

4.3.1 Versuchsprogramm und -ausführung

Bei den Vorversuchen hatte sich die Variante L (Abb. 18) als am wirksamsten erwiesen. Die Füllung des 200 km^2 großen Polders erfolgte über eine 8 km lange Überlaufstrecke am oberstromseitigen Ende des neuen Deiches bei Hermannshof. Der Hochwasserscheitel am Pegel St. Pauli konnte dadurch um 90 cm gesenkt werden.

Die Hauptversuche sollten sich auf eine Optimierung von Lage und Abmessungen des Einlaufs in den Polder und die Größe des Durchflußquerschnitts bei Cuxhaven konzentrieren, um nach Möglichkeit eine stärkere Absenkung des Sturmflutscheitels in Hamburg, anderer-

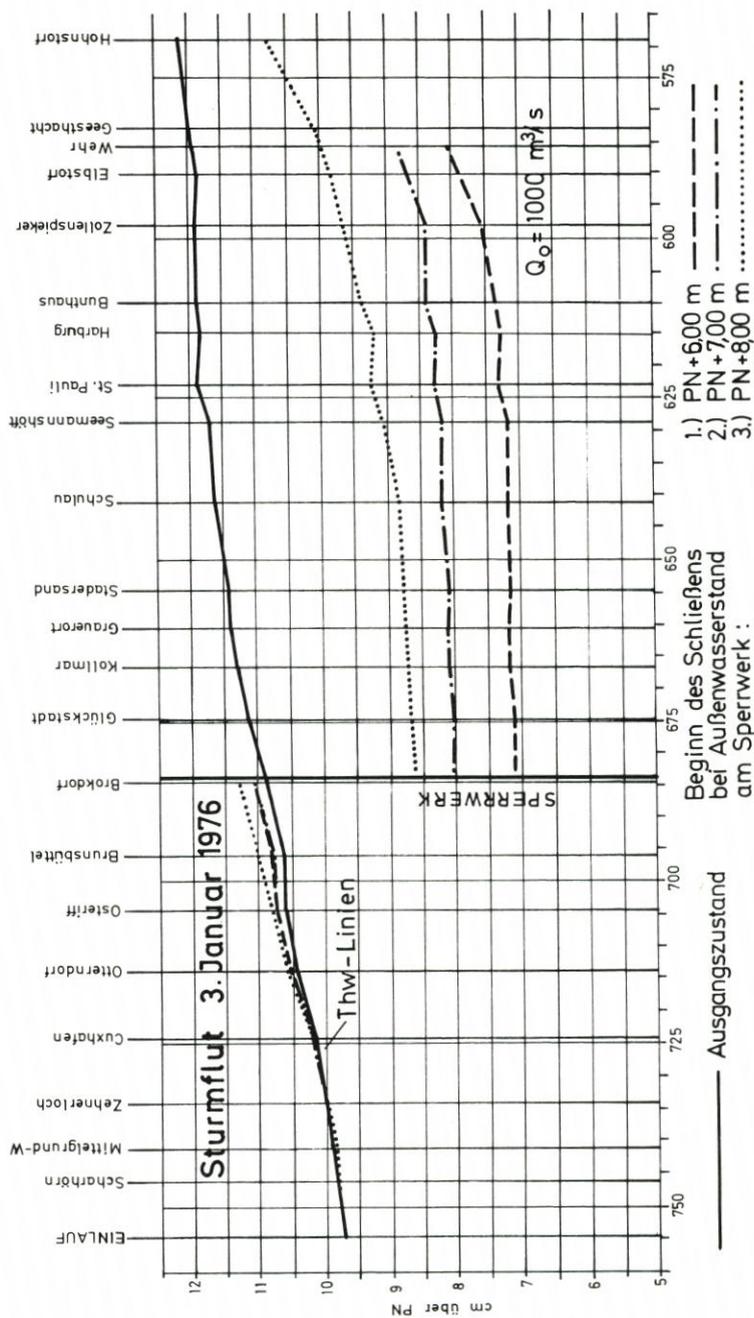


Abb. 32. Thw-Linien von Scharhörn bis Hohnstorf bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Sturmflut am 3. 1. 76 ohne und mit geschlossenem Sperrwerk bei Brokdorf

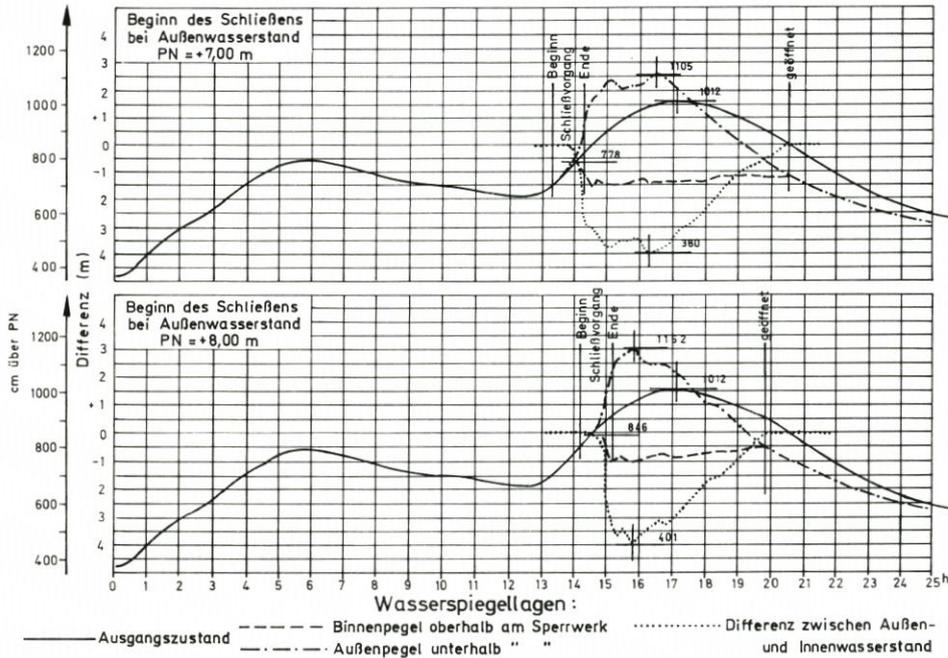


Abb. 33. Tidekurven und Wasserspiegeldifferenzen am Sperrwerk Brokdorf bei $Q_o = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ bei unterschiedlichem Beginn des Schließens für die Sturmflut vom 21. 1. 76

seits aber eine geringere Strömungsgeschwindigkeit in der Einschnürungsstrecke zu erreichen. Eine stärkere Einengung der Durchflußbreite bei Cuxhaven als 2 km sollte mit Rücksicht auf die dabei zu erwartenden hohen Strömungsgeschwindigkeiten unterbleiben. Neben der Sturmflut vom 3. 1. 76 sollte auch die vom 21. 1. 76 untersucht werden. Die Versuche wurden mit den natürlichen Verhältnissen entsprechenden Oberwasserzuflüssen von $492 \text{ m}^3/\text{s}$ (3. 1. 76) und $1561 \text{ m}^3/\text{s}$ (21. 1. 76) ausgeführt.

Die Untersuchungen für die Sturmflut vom 3. 1. 76 begannen damit, daß die Naturähnlichkeit mit Hilfe der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit (siehe Abschn. 4.1) hergestellt wurde. Dabei waren keine Sperrwerke und Einengungsdämme eingebaut, und die Vordeichungen an der Unterelbe sowie die Spülfelder entsprachen dem Zustand vom Januar 1976. Danach wurden die geplanten Vordeichungen und Spülfelder eingebaut. Dieser Zustand gilt als Ausgangszustand.

Zunächst wurden zum Vergleich mit den Vorversuchen die Versuche mit den Varianten D und L wiederholt. Dabei waren die auf den nunmehr eingedeichten Wattflächen liegenden Rohrstränge der Impulsstrahlen abgeschaltet. Bei der Variante L lag die 8 km lange Überlaufschwelle 1,0 m über MThw, bei der danach untersuchten Variante M 50 cm höher auf MThw + 1,50 m. Die Länge der Überlaufstrecke betrug bei den Varianten N und O 20 km, die Höhe der Einlaufschwelle lag auf 1,0 bzw. 1,5 m über MThw. Danach wurde die Durchflußbreite bei Cuxhaven auf 3 km erweitert. Variante P entspricht dem mit Variante D ausgeführten Versuch ohne Überlaufstrecke. Bei den Varianten Q und R war die Überlaufstrecke 8 km lang, die Kronenhöhe lag 1,0 bzw. 2,0 m über MThw. Bei der Variante S wurde, wenn der Wasserstand die Kronenhöhe der Einlaufschwelle von MThw + 2,0 m erreichte, eine zusätzliche 0,7 km lange Öffnung in der Überlaufstrecke geschaffen, deren Sohle auf KN - 4 m lag.

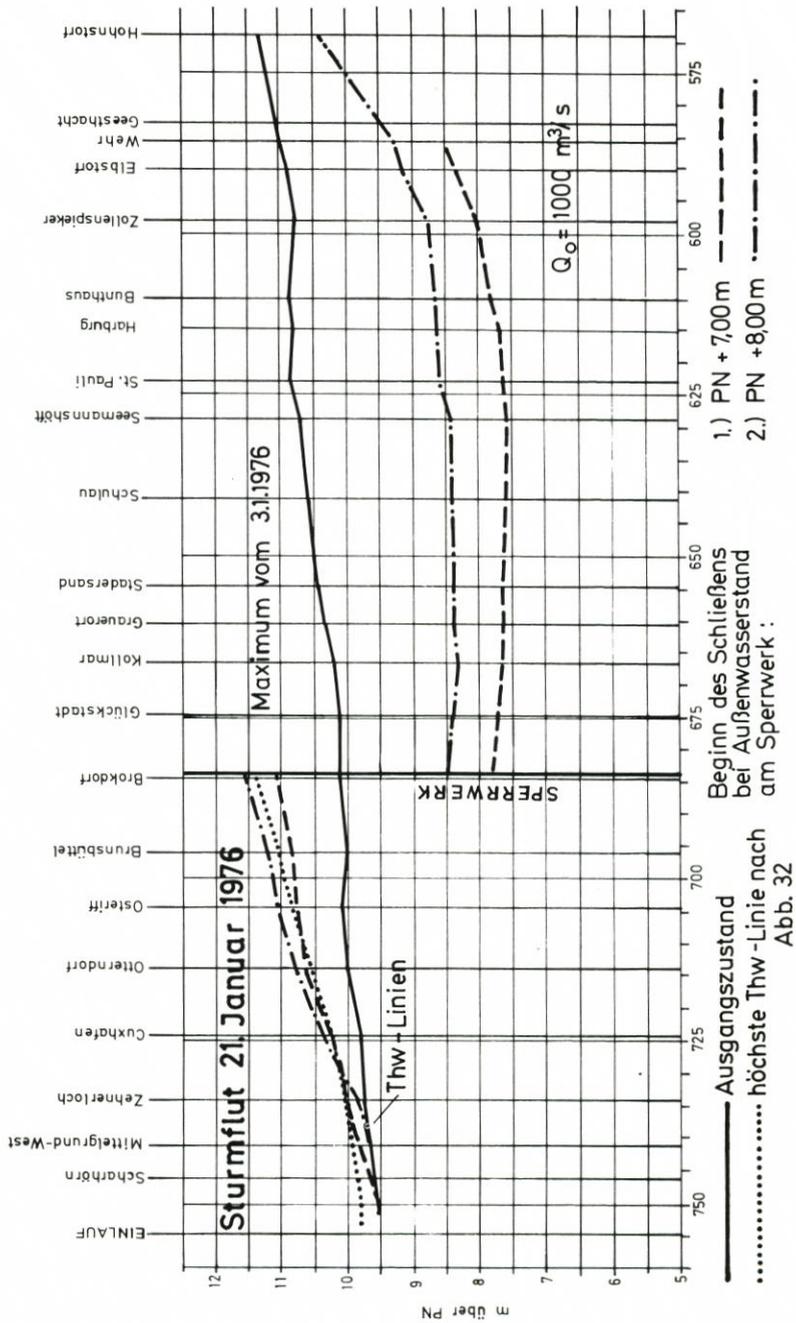


Abb. 34. Thw-Linien von Scharhörn bis Hohnstorf bei $Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Sturmflut vom 21. 1. 76 ohne und mit geschlossenem Sperrwerk bei Brokdorf

Die Überlaufstrecke hatte bei der Variante T eine Länge von 20 km und eine Kronenhöhe von MThw + 1,5 m.

Mit der Sturmflut vom 21. 1. 76 wurden der Ausgangszustand und die Varianten L und T untersucht. Der Einfluß der Einschnürung auf eine mittlere Tide war das Ziel einer weiteren Versuchsreihe. Da sich die Grundformen der Deichführung nur durch die Öffnungsbreiten von 2 und 3 km bei Cuxhaven unterscheiden und die Überlaufschwelle über MThw liegen, reduziert sich das Versuchsprogramm auf die Varianten D und P.

Auf Tab. 13 sind die Versuchsvarianten der Hauptversuche mit der Einengung der Elbemündung durch einen mündungsnahen Polder zusammengestellt. Abb. 35 zeigt die einzelnen Varianten im Lageplan. In Abb. 35 sind auch die vier Punkte eingetragen, an denen Messungen der Strömungsgeschwindigkeiten ausgeführt wurden. Dabei mußte die Lage der Meßstellen I und II wegen der in der Nähe liegenden Leitungen für die Impulsstrahlen

Tabelle 13

Versuchsvarianten der Hauptversuche für die Einengung des Mündungstrichters der Elbe

Nr.	Variante	Beschreibung
1	-	Ausgangszustand
<u>Durchflußbreite bei Cuxhaven 2 km:</u>		
2	D	Verlängerung des Trischendamms in Richtung Cuxhaven und weiter über den Medemsand bis Hermannshof
3	L	Wie D; 8 km lange Überlaufstrecke bei Hermannshof, Höhe der Schwelle auf MThw +1,0 m
4	M	Wie L; Höhe der Schwelle auf MThw +1,5 m
5	N	Wie D; 20 km lange Überlaufstrecke unterhalb Hermannshof; Höhe der Schwelle auf MThw +1,0 m
6	O	Wie N; Höhe der Schwelle auf MThw +1,5 m
<u>Durchflußbreite bei Cuxhaven 3 km:</u>		
7	P	Entsprechend D
8	Q	Wie P; 8 km lange Überlaufstrecke bei Hermannshof, Höhe der Schwelle auf MThw +1,0 m
9	R	Wie Q; Höhe der Schwelle auf MThw +2,0 m
10	S	Wie Q; in der Überlaufstrecke wird bei Erreichen des Wasserstandes von MThw +2,0 m ein 0,7 km langes Deichstück entfernt. Die Höhe der Sohle liegt dort bei ca. KN -4 m
11	T	Wie P; 20 km lange Überlaufstrecke unterhalb Hermannshof; Höhe der Schwelle auf MThw +1,5 m

gegenüber der Lage bei den Vorversuchen (Abb. 17) geringfügig verändert werden. Zusätzlich wurde in der Einschnürungsstrecke unmittelbar gegenüber der Einfahrt des Hafens von Cuxhaven der Meßpunkt III und querab der Überlaufstrecke, etwa zwischen Hermannshof und der Ostemündung, der Meßpunkt IV angeordnet.

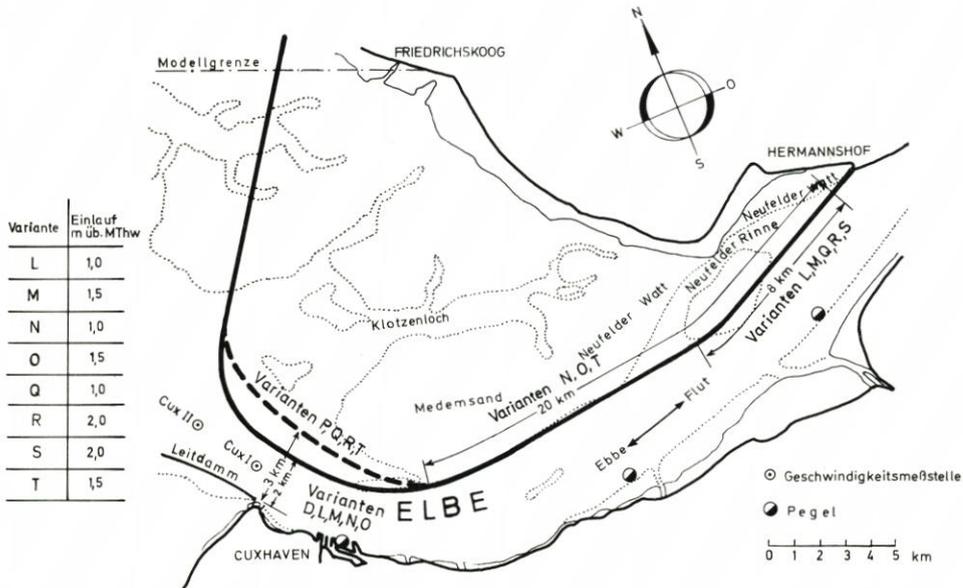


Abb. 35. Lageplan der Versuchsvarianten mit Einengung des Mündungstrichters der Elbe bei den Hauptversuchen

4.3.2 Versuchsergebnisse

Die Tabellen 14 und 15 zeigen die Änderung des HThw der Sturmflut vom 3. 1. 76 und vom 21. 1. 76 bei den Hauptversuchen nach Einbau der verschiedenen Varianten. Allgemein läßt sich sagen, daß an allen Pegeln der Scheitelwasserstand der Sturmflut absinkt. Auch unterhalb von Cuxhaven, im Bereich der Fahr Rinne, erfolgt kein Aufstau, sondern eine Absenkung. Diese ist relativ unabhängig von den einzelnen Varianten und liegt zwischen 25 und 30 cm am Pegel Zehnerloch. Die Absenkung verstärkt sich ab Cuxhaven. Sie erreicht ihr Maximum an den Pegeln Osteriff und Brunsbüttel. Im Abschnitt von Brokdorf bis Grauerort wird die Absenkung kleiner und dann bis Hamburg wieder größer. Gegenüber den Vorversuchen ist die Absenkung am Pegel St. Pauli bei den Varianten D und L um 1 bzw. 9 cm geringer (vgl. Tab. 9 und 14); grundsätzlich zeigen die Hauptversuche die gleiche Tendenz wie die Vorversuche.

Die Absenkung ist bei der Querschnittseinengung allein durch den Polder ohne Überlauf am geringsten und liegt zwischen Brokdorf und Hamburg zwischen 0 und 12 cm. Erst wenn ein großes Wasservolumen in den Polder eingelassen wird, tritt auf der gesamten Elbestrecke von Cuxhaven bis Hohnstorf eine deutliche Absenkung ein. Diese Absenkung ist umso größer, je länger die Überlaufstrecke ist, wie der Vergleich zwischen den Varianten L und N sowie zwischen M und O zeigt (Tab. 14). Bei gleicher Länge der Überlaufstrecke nimmt die

Tabelle 14

Abenkung der Sturmflutscheitel bei den Versuchsvarianten der Hauptversuche für eine Einengung des Mündungstrichters der Elbe auf eine Durchflußbreite bei Cuxhaven von 2 km

Variante Pegel	Sturmflut vom 3.1.1976						21.1.1976	
	HThw im Ausgangs- zustand in cm über PN	D Δh [cm]	L [cm]	M zum Ausgangszustand	N	O	HThw im Ausgangs- zustand in cm über PN	L Δh [cm]
Zehnerloch	1000	-18	-32	-24	-31	-31	980	-32
Cuxhaven	1014	-28	-65	-44	-100	-85	981	-81
Otterndorf	1050	-31	-69	-47	-100	-97	1001	-94
Osteriff	1062	-36	-100	-62	-119	-104	1004	-94
Brunsbüttel	1065	-49	-95	-62	-109	-117	1000	-81
Brokdorf	1088	+ 0	-64	-51	-79	-67	1011	-76
Glückstadt	1107	- 5	-59	-49	-82	-72	1012	-69
Kollmar	1114	- 2	-64	-54	-82	-74	1020	-67
Grauerort	1129	-10	-74	-55	-94	-79	1036	-78
Stadersand	1130	-11	-74	-57	-92	-82	1042	-79
Schulau	1147	- 4	-76	-59	-94	-84	1063	-83
Seemannshöft	1162	-11	-78	-59	-97	-87	1077	-81
St. Pauli	1176	-12	-81	-66	-104	-94	1089	-89
Schöpfstelle	1183	-11	-74	-58	-91	-87	1092	-87
Bunthaus	1178	-10	-71	-61	-97	-84	1100	-81
Zollenspieker	1170	- 7	-66	-49	-84	-74	1102	-77
Elbstorf	1164	- 8	-62	-46	-76	-70	1118	-75
Geesthacht	1166	- 5	-56	-46	-75	-69	1128	-72
Hohnstorf	1177	- 4	-47	-37	-67	-62	1184	-37

Abenkung mit einer höheren Lage der Überlaufschwelle ab (Vergleiche zwischen L und M sowie zwischen N und O). Durch Strömungsbeobachtungen konnte festgestellt werden, daß sich beim Überströmen des Damms je nach Höhenlage der Dammkrone von einem bestimmten Zeitpunkt an ein unvollkommener Überlauf einstellt, weil das Wasservolumen trotz verhältnismäßig hoher Geschwindigkeit im Bereich des Überlaufs nicht schnell genug in den nördlichen Teil des Polders gelangt. Die maximale Füllung tritt erst ein, wenn in der Elbe der Ebbestrom bereits eingesetzt hat. Ein weiteres Tieferlegen der Dammhöhe im Poldereinlauf unter MThw +1 m bringt daher keine weitere Absenkung des Thw. Dagegen besteht die Gefahr, daß schon bei mäßig erhöhten Vortiden eine Vorfüllung des Polders erfolgt.

Tabelle 15

Absenkung der Sturmflutscheitel bei den Versuchsvarianten der Hauptversuche für eine Einengung des Mündungstrichters der Elbe auf eine Durchflußbreite bei Cuxhaven von 3 km

Variante / Pegel	Sturmflut vom 3. 1. 1976						21. 1. 1976	
	HThw im Ausgangszustand in cm über PN	P Δh [cm]	Q zum	R Ausgangszustand	S	T	HThw im Ausgangszustand in cm über PN	T Δh [cm]
Zehnerloch	1000	-22	-26	-25	-29	-34	980	-32
Cuxhaven	1014	-29	-66	-56	-64	-85	981	-93
Otterndorf	1050	-31	-64	-56	-64	-87	1001	-91
Osteriff	1062	-40	-76	-81	-84	-104	1004	-94
Brunsbüttel	1055	-37	-84	-76	-79	-102	1000	-81
Brokdorf	1088	-4	-58	-40	-49	-71	1011	-76
Glückstadt	1103	\pm 0	-56	-35	-49	-71	1012	-69
Kollmar	1114	-4	-58	-43	-49	-79	1020	-68
Grauerort	1129	-10	-70	-53	-50	-84	1030	-78
Stadersand	1130	-12	-68	-52	-62	-85	1042	-84
Schulau	1147	-10	-70	-54	-59	-87	1063	-83
Seemannshöft	1162	-11	-70	-51	-62	-87	1037	-86
St. Pauli	1176	-17	-73	-61	-66	-96	1084	-91
Schöpfstelle	1183	-15	-68	-55	-65	-90	1092	-87
Bunthaus	1178	-12	-65	-53	-62	-97	1100	-83
Zollenspieker	1170	-10	-63	-46	-51	-76	1102	-77
Elbstorf	1164	-11	-56	-44	-52	-73	1118	-77
Geesthacht	1166	-5	-51	-40	-47	-67	1128	-76
Hohnstorf	1177	-6	-46	-36	-42	-62	1184	-37

Die stärkste Absenkung trat bei der Variante N ein. Die mit ihrer Oberkante 1 m über MThw liegende Überlaufstrecke hatte eine Länge von 20 km. Die Absenkung bei St. Pauli betrug 104 cm. Auf Abb. 36 sind die Scheitellinien der Sturmflut vom 3. 1. 76 für die untersuchten Varianten mit einer Durchflußbreite von 2 km bei Cuxhaven von der Außenelbe (Zehnerloch) bis Hohnstorf dargestellt.

Die Versuche mit einer Durchflußbreite von 3 km bei Cuxhaven (Tab. 15) hatten in der Tendenz das gleiche Ergebnis wie die Versuche mit 2 km Durchflußbreite (Tab. 14). Die Unterschiede in der Absenkung zwischen den miteinander vergleichbaren Varianten waren unbedeutend und lagen meistens im Bereich der Meßgenauigkeit. Um festzustellen, wie die

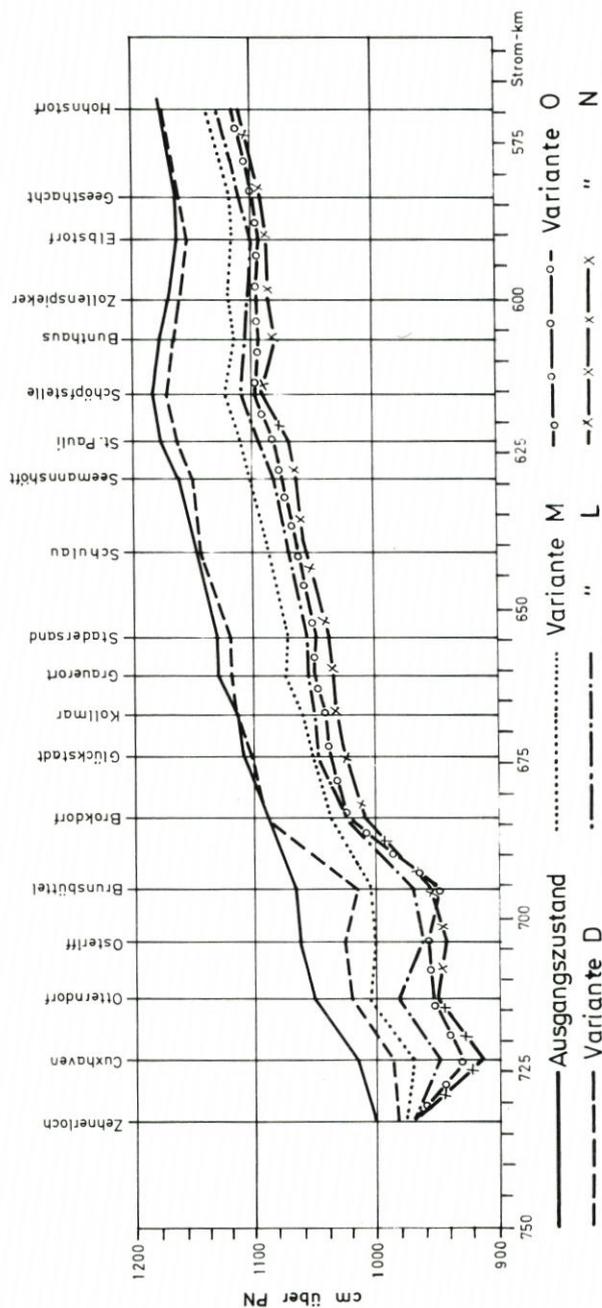


Abb. 36. Scheitellinien der Sturmflut vom 3. 1. 76 für verschiedene Varianten der Hauptversuche mit Einengung des Mündungstrichters auf eine Durchflußbreite bei Cuxhaven von 2 km

Wirkung der Einengung des Mündungstrichters auf die Scheitelwasserstände bei einer anderen Form der Sturmidekurve ist, wurde bei den Durchflußbreiten von 2 und 3 km je ein Vergleichsversuch mit der Sturmide vom 21. 1. 76 ausgeführt. Wie aus den jeweils letzten Spalten der Tab. 14 und 15 hervorgeht, war die Größenordnung der Absenkung die gleiche wie bei den entsprechenden Versuchen mit der Sturmide vom 3. 1. 76.

In Tab. 16 ist das Ergebnis der Hauptversuche mit Einengung des Mündungstrichters der Elbe zusammenfassend dargestellt, wobei als maßgebendes Kriterium die Absenkung des Scheitelwasserstandes am Pegel St. Pauli herangezogen wurde. Die Varianten sind in drei Gruppen nach der Länge der Überlaufstrecken eingeteilt. Bei gleicher Länge der Überlaufstrecke gelten die in der letzten Spalte angegebenen jeweils kleineren Zahlen für die höhere Lage der Überlaufschwelle.

Tabelle 16
Zusammenfassung der Ergebnisse für die Einengung des Mündungstrichters

Varianten	Wasserstand in St. Pauli Δh (cm)
D; P Polder ohne Überlaufstrecke	- 12 bis - 17
L; M; Q; R; S Polder mit Überlaufstrecke von 8 km Länge	- 61 bis - 81
N; O; T Polder mit Überlaufstrecke von 20 km Länge	- 96 bis - 104

Die bei mittleren Tiden ausgeführten Versuche hatten das gleiche Ergebnis wie die Vorversuche, nämlich daß die Änderung der Wasserstände gering ist und bei T_{nw} sogar ein erwünschter Anstieg eintritt.

In Tab. 17 sind die an den Meßstellen I bis IV gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten für die Sturmide vom 3. 1. 76 und die der mittleren Tide zusammengestellt, und zwar die maximalen Geschwindigkeiten und die jeweils über Ebbe- und Flutstromdauer gemittelten Werte. Gemessen wurde stets nur in der Höhenlage MT_{nw} - 2 m (Natur). Im Ausgangszustand traten bei der Sturmflut vom 3. 1. die höchsten Geschwindigkeiten in den Meßpunkten II und III auf. Überall waren bei Ebbestrom sowohl die maximalen als auch die mittleren Geschwindigkeiten größer als bei Flutstrom. Die höchsten Maximalgeschwindigkeiten lagen beim Ausgangszustand im Meßpunkt II bei 255 cm/s und im Meßpunkt III bei 240 cm/s, die höchsten mittleren Geschwindigkeiten bei 162 und 149 cm/s. Durch die verschiedenen Einengungsvarianten wurden im Meßpunkt I die Strömungsgeschwindigkeiten in den meisten Fällen verringert. Die Geschwindigkeitserhöhungen im Meßpunkt IV sind gegenüber dem Meßpunkt II und III relativ gering. Die in den Meßpunkten II und III gemessenen Geschwindigkeiten können daher als Kriterium für die Beurteilung der einzelnen Varianten dienen.

Bei der Einengung der Durchflußbreite bei Cuxhaven bis auf 2 km treten für die hinsichtlich der Absenkung der Sturmflutscheitelwerte günstigste Variante N die größten Strömungsgeschwindigkeiten mit 360 cm/s im Meßpunkt II und 340 cm/s im Meßpunkt III auf. Die größten prozentualen Änderungen gegenüber dem Ausgangszustand sind 108 % im Meßpunkt II und 152 % im Meßpunkt III. Bei der Variante O betragen die Geschwindigkeitsspitzen 325 cm/s und 310 cm/s. Obwohl die prozentualen Zunahmen der Geschwindigkeiten bei Flutstrom in den Meßpunkten II und III stets größer sind als bei Ebbestrom, bleiben die Ebbestromgeschwindigkeiten trotzdem größer als die Flutstromgeschwindigkeiten (Aus-

Tabelle 17

Strömungsgeschwindigkeiten bei der Sturmflut vom 3.1.1976 und bei mittlerer Tide bei den Hauptversuchen für die Einengung des Mündungsrichters der Elbe

Variante	Strömungsgeschwindigkeit in cm	Messpunkt															
		I			II			III			IV						
	Änderung in %	v _{max}	v _M														
		Flut Ebbe	Flut Ebbe														
Sturmflut vom 3.1.76																	
2 km Einengung bei Cuxhaven																	
Ausgangszustand	cm/s	120	182	72	108	142	255	92	162	135	240	80	149	87	168	62	115
D	cm/s	95	175	62	140	190	330	113	197	205	315	132	202	92	208	69	138
	%	-21	-4	-14	+30	+34	+29	+23	+22	+52	+31	+65	+36	+6	+24	+11	+20
L	cm/s	110	160	74	98	230	303	134	196	250	295	148	188	108	199	74	129
	%	-8	-12	+3	-9	+62	+19	+46	+21	+85	+23	+85	+26	+24	+18	+19	+12
M	cm/s	102	180	61	101	210	320	123	205	225	310	126	193	115	195	76	133
	%	-15	-1	-15	-6	+48	+25	+34	+27	+67	+29	+58	+30	+32	+16	+23	+16
N	cm/s	135	190	85	124	295	360	161	230	340	300	185	176	90	195	---	114
	%	+13	+4	+18	+15	+108	+41	+75	+42	+152	+25	+131	+18	+3	+16	---	11
O	cm/s	115	175	79	107	255	325	147	203	295	310	163	203	---	200	---	124
	%	-4	-4	+10	-1	+90	+27	+60	+25	+111	+29	+104	+36	---	+19	---	+8
3 km Einengung bei Cuxhaven																	
P	cm/s	85	170	55	103	160	300	92	196	205	285	135	192	92	210	70	144
	%	-29	-7	-24	-5	+13	+18	±0	+21	+52	+19	+69	+29	+6	+25	+13	+25
Q	cm/s	110	180	71	103	188	285	113	178	215	285	138	177	120	192	72	126
	%	-25	-1	-1	+5	+32	+12	+23	+10	+59	+19	+73	+19	+38	+14	+16	+10
R	cm/s	90	175	60	99	170	290	103	178	190	280	137	179	115	200	70	132
	%	-25	-4	-17	-8	+20	+14	+12	+10	+41	+17	+71	+20	+32	+19	+13	+15
S	cm/s	110	170	66	92	175	270	106	173	210	265	147	173	115	200	73	134
	%	-8	-7	-8	-15	+23	+6	+15	+7	+56	+10	+84	+16	+32	+19	+18	+17
T	cm/s	120	210	79	132	215	320	121	201	235	310	150	201	95	198	68	121
	%	±0	+15	+10	+22	+51	+25	+32	+24	+74	+29	+88	+35	+9	+18	+10	+5
mittlere Tide																	
Ausgangszustand	cm/s	140	140	78	90	160	180	96	117	165	170	104	116	108	123	69	85
D	cm/s	91	120	54	77	177	175	111	118	182	168	119	116	114	131	76	93
	%	-35	-14	-31	-14	+10	-8	+16	+1	+10	-1	+10	±0	+6	+7	+10	+9
P	cm/s	96	134	52	74	150	167	97	113	174	164	113	117	114	135	77	94
	%	-31	-4	-33	-18	-6	-7	+1	-3	+5	-4	+9	+1	+6	+10	+12	+11

nahme Variante N im Meßpunkt III). Die Absolutwerte der Strömungsgeschwindigkeiten und die prozentualen Veränderungen sind bei der Sturmflut vom 21. 1. 76 geringer als am 3. 1. 76. Es erübrigt sich daher, sie hier im einzelnen aufzuführen.

Wenn die Durchflußbreite auf 3 km erweitert wird, sind bei Variante T, bei der sich die größte Absenkung des Sturmflutscheitels in Hamburg ergibt, die größten prozentualen Geschwindigkeitserhöhungen wesentlich geringer als bei der Durchflußbreite von 2 km. Sie betragen im Meßpunkt II 54 % und im Meßpunkt III 88 %. Die größte Spitzengeschwindigkeit bei Flutstrom von 320 cm/s tritt im Meßpunkt II auf. Die prozentuale Zunahme der Geschwindigkeit bei Flutstrom ist in den Meßstellen II und III stets größer als bei Ebbestrom (Ausnahme Variante P im Meßpunkt II). Trotzdem bleiben die mittleren und maximalen Ebbestromgeschwindigkeiten größer als die Flutstromgeschwindigkeiten.

Größeren Einfluß auf die Entwicklung der Morphologie eines Ästuars als die Strömungsgeschwindigkeiten bei Sturmfluten haben im allgemeinen die Geschwindigkeitsverhältnisse bei mittleren Tiden. Es mußte daher untersucht werden, wie sich die Strömungsgeschwindigkeiten durch die Eindeichung des Polders im Elbemündungstrichter ändern. Dabei genügte die Untersuchung der Varianten D und P, da bei mittlerer Tide kein Wasser über die jeweiligen Überlaufstrecken in den Polder eintritt.

In Tab. 17 sind in den untersten Zeilen die in den vier Meßpunkten gemessenen Geschwindigkeiten und die Geschwindigkeitsänderungen zusammengestellt. Allgemein läßt sich sagen, daß die Änderungen der Geschwindigkeiten wesentlich geringer sind als bei Sturmfluten. Im Meßpunkt I werden die Geschwindigkeiten stets kleiner. Das ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß das Klotzenloch abgedämmt ist und dadurch die Durchflüsse im Bereich des Meßpunktes I kleiner werden. Die Veränderung der Flutstromgeschwindigkeiten ist größer als die der Ebbestromgeschwindigkeiten. Die Ebbestromgeschwindigkeiten bleiben jedoch größer als die Flutstromgeschwindigkeiten.

In den Meßpunkten II und III werden die Flutstromgeschwindigkeiten in einigen Fällen etwas größer, in anderen Fällen nehmen die Geschwindigkeiten gegenüber dem Ausgangszustand etwas ab. Die Ebbestromgeschwindigkeiten bleiben aber stets größer als die Flutstromgeschwindigkeiten. Im Meßpunkt IV wurden alle Geschwindigkeiten gegenüber dem Ausgangszustand etwas größer, die Ebbestromgeschwindigkeiten waren aber auch hier stets größer als die Flutstromgeschwindigkeiten. An einer weiteren Meßstelle bei Grauerort (km 660,6) bestand praktisch kein Unterschied mehr zwischen den Strömungsgeschwindigkeiten bei mittlerer Tide im Ausgangszustand und bei den Varianten D und P. Genauere Aussagen – insbesondere über die Änderung der Strömungsverhältnisse im Gebiet der Außenelbe und deren Auswirkungen auf die Morphologie des Gewässerbetts – könnten nur durch Untersuchungen in einem großflächigen Modell mit beweglicher Sohle gewonnen werden.

Die Hauptversuche haben gezeigt, daß mit einer Einengung des Mündungstrichters der Elbe durch Eindeichung eines großen Polders, in den bei Sturmfluten aus der Elbe Wasser eingelassen wird, Absenkungen der Scheitelwasserstände extremer Sturmfluten auf der gesamten Unterelbe erreicht werden können, die im Hamburger Raum in der Größenordnung von einem Meter liegen. Mit Rücksicht auf die geringeren Strömungsgeschwindigkeiten ist eine Durchflußöffnung bei Cuxhaven von 3 km Breite günstiger als eine von 2 km.

4.4 Auswirkungen von Deichbaumaßnahmen an der Unterelbe

4.4.1 Versuchsprogramm und -ausführung

Zunächst sollte im Elbmodell der BAW die Sturmtide vom 16./17. Februar 1962 untersucht werden, um den Einfluß der seit 1962 eingetretenen morphologischen Veränderungen in der Elbe zu untersuchen und einen Vergleich mit den Ergebnissen der im Franzius-Institut ausgeführten Modellversuche zu ermöglichen. Es wurde die Sturmtide vom Februar 1962 am Modelleinlauf eingesteuert und dieselbe Rauheit verwendet, wie sie bei dem vorher ausgeführten Untersuchungsabschnitt für die Sturmflut vom 21. 1. 76 hergestellt worden war. Da die Sturmtidekurven vom 16./17. 2. 62 und 21. 1. 76 einen ähnlichen Verlauf haben (vgl. Abb. 28), ist dieses Vorgehen zulässig.

Das Untersuchungsprogramm für die verschiedenen Vordeichungen wurde sodann mit den Sturmtiden vom 3. 1. 76 und 21. 1. 76 ausgeführt. Mit Hilfe der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit (Abschnitt 4.1) wurde für die jeweilige Sturmtide die Naturähnlichkeit des Tideverlaufs für das gesamte Modell hergestellt. Der Oberwasserzufluß entsprach dabei mit $492 \text{ m}^3/\text{s}$ am 3. 1. 76 und $1561 \text{ m}^3/\text{s}$ am 21. 1. 76 jeweils den natürlichen Verhältnissen. Im Gegensatz zu den Naturähnlichkeitsversuchen waren beim Ausgangszustand alle neuen Deiche, die im Januar 1976 noch nicht fertiggestellt waren, ausgebaut. Es ergaben sich dabei Unterschiede in den Scheitelwasserständen, die im Rahmen der Meßgenauigkeit lagen.

In den Modelluntersuchungen wurden die Auswirkungen folgender Eindeichungsmaßnahmen auf die Wasserstände der Tideelbe untersucht:

- a) Vordeichung Nordkehdingen
- b) Eindeichung Krautsand
- c) Eindeichung Haseldorf
- d) Eindeichung Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf zusammen

Abb. 37 zeigt die Lage der untersuchten Eindeichungen an der Unterelbe.

4.4.2 Versuchsergebnisse

a) Sturmtide vom 16./17. 2. 1962 ohne Deichbrüche

In Tab. 18 ist das Ergebnis der Versuche mit der Sturmtide vom 16./17. 2. 1962 dargestellt. Spalte 1 gibt die Höhen der HThw an, wie sie in der Natur eingetreten sind. Wie Spalte 2 zeigt, sind die im Modell der BAW gemessenen Werte bei Kollmar deutlich zu niedrig. Die Ursache dafür ist, daß nicht mit Hilfe der Impulsstrahlen die naturähnlichen Bedingungen für die Sturmflut vom Februar 1962 hergestellt, sondern die Versuche mit der variablen Rauheit des Modells für die Sturmflut vom 21. Januar 1976 ausgeführt wurden. Da an der äußeren Modellgrenze die Tidekurve vom 16./17. 2. 62 zwangsgesteuert ist, sind im äußeren Modellbereich die Wasserstände naturähnlich. Mit zunehmendem Abstand von der Steuerstelle wird der Einfluß des unterschiedlichen Windstauens beider Sturmfluten größer, der durch Veränderung der variablen Rauheit, insbesondere der Impulsstrahlen, hätte berücksichtigt werden müssen. Oberhalb von Cuxhaven muß dieser Einfluß infolge der trichterförmigen Gestalt der Elbemündung stärker werden. Hinzu kommt, daß von Otterndorf aufwärts bereits ein Einfluß der im Modell nicht nachgebildeten Deichbrüche und Überflutung des Hinterlandes (KRAMER u. a., 1962) anzunehmen ist, der sich in höheren Scheitelwerten im Modell gegenüber der Natur auswirken muß.

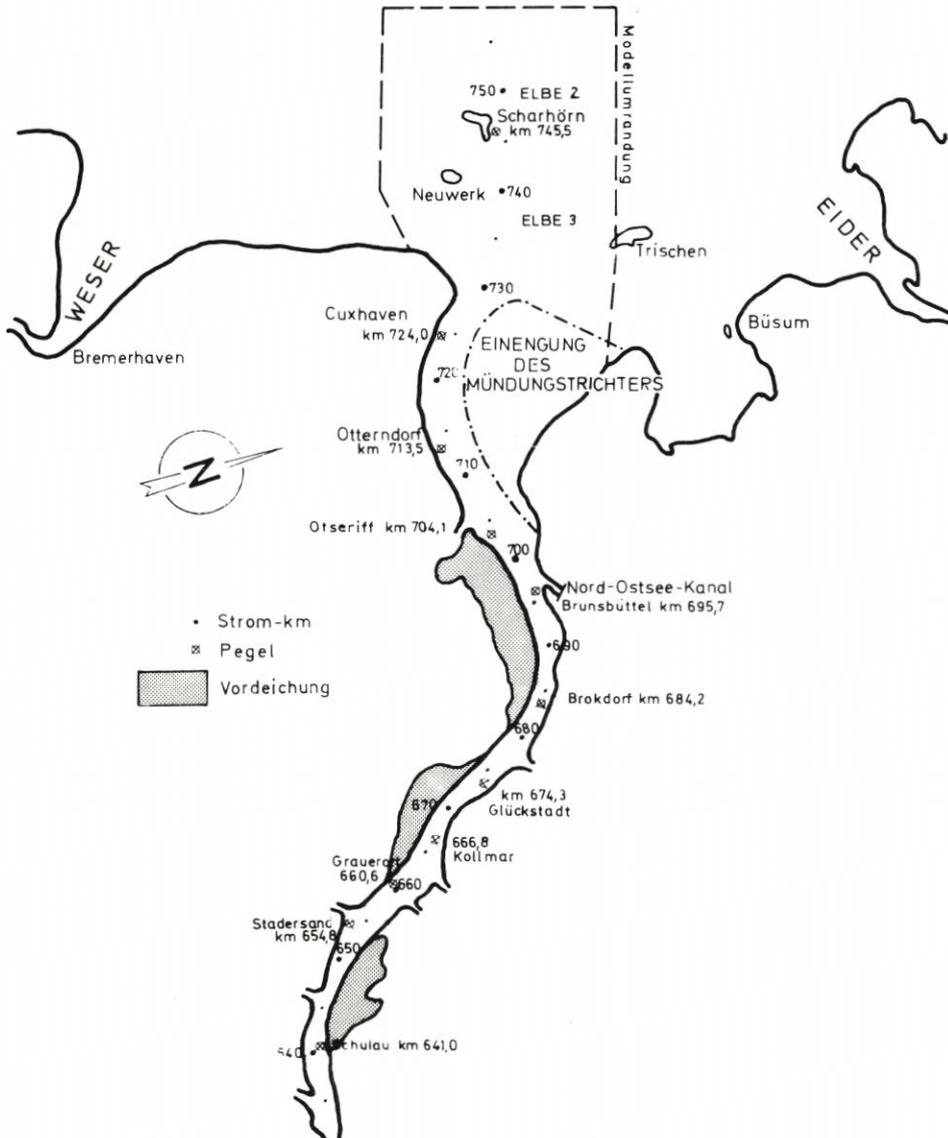


Abb. 37 Lageplan der Eindeichungen an der Unterelbe

Um die mit der Rauheit der Tide vom 21. 1. 76 im Modell der BAW gemessenen Scheitelwerte der Sturmflut vom 16./17. 2. 62 mit den aus dem Modell des Franzius-Instituts gewonnenen Ergebnissen vergleichen zu können, müssen sie um einen bestimmten Betrag nach oben korrigiert werden. Dieser Betrag ist mit Sicherheit ab Kollmar größer als 15 cm, denn wegen der Wirkung der Überflutungen infolge der Deichbrüche unterhalb von Kollmar müßte der Scheitelwert im Modell bei Kollmar höher liegen als in der Natur. Trotzdem soll nur eine Korrektur aller Scheitelwerte ab Glückstadt von 15 cm vorgenommen werden. Auch unterhalb von Glückstadt wäre eine Korrektur der Scheitelwerte mindestens bis Cuxhaven notwendig. Da es aber keinen echten Anhalt für die Größe dieser Korrektur gibt, wurde

Tabelle 18

Scheitelwerte der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 in der Elbe zwischen Cuxhaven und Bunthaus in der Natur mit den dazugehörigen Differenzwerten zum Modell der BAW bzw. des Franzius-Instituts

	HThw Natur (mit Deich- brüchen) cm über PN	Differenz in cm zwischen HThw im Modell (ohne Deichbrüche, mit Abdämmung "Alte Süderelbe") und in der Natur	
		Modell BAW	Franzius- Institut
	1	2	3
Cuxhaven	995	+4	0
Otterndorf	1013	-3	0
Osteriff	1024	-10	-5
Brunsbüttel	(1027)	-9	0
Brokdorf	1033	+0	+15
Glückstadt	1060	-13 + 15 = + 2	+0
Kollmar	1067	-15 + 15 = ± 0	+5
Grauerort	1070	+ 3 + 15 = +18	+13
Stadersand	1074	- 1 + 15 = +14	+19
Twielenfleth	1078	(-1) + 15 = +14	+20
Schulau	1087	± 0 + 15 = +15	+32
St. Pauli	1070	+23 + 15 = +38	+43
Schöpfstelle	(1065)	+30 + 15 = +45	(+37)
Harburg	1066	+23 + 15 = +38	(+36)
Bunthaus	1058	+42 + 15 = +57	+36

() ergänzte Werte PN = NN -500 cm

darauf verzichtet. In Spalte 2 der Tab. 18 sind die ab Glückstadt korrigierten Werte angegeben.

Spalte 3 zeigt die entsprechenden Werte nach den Modellversuchen des Franzius-Instituts aus dem Kurzbericht vom 31. 1. 1977, Anl. 5 (Franzius-Institut, 1977). Die Differenzen zwischen den korrigierten Modellwerten der BAW und denen des Franzius-Instituts zwischen Glückstadt und Hamburg sind mit Ausnahme des Wertes am Pegel Schulau relativ gering. Die durch die Untersuchungen in beiden Modellen erhärtete Aussage ist, daß im Bereich des Hamburger Hafens im Februar 1962 ein rd. 0,5 m höherer Scheitelwasserstand eingetreten wäre, wenn es keine Deichbrüche an der Unterelbe und im Hamburger Stromspaltungsgebiet gegeben hätte. Abb. 38 zeigt die HThw-Linie der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962, wie sie in der Natur eingetreten ist und sich nach den Modellversuchen des Franzius-Instituts und der BAW ohne die Deichbrüche ergeben hätte.

der Unterelbe angegeben. Es handelt sich dabei um gerundete Werte, die für beide untersuchten Sturmfluten in den angegebenen Grenzen als maßgebend angesehen werden können. Durch die genannten Eindeichungen tritt das Thw in Hamburg etwa 25 Minuten früher ein als ohne die Eindeichungen.

Tabelle 19

Veränderung der HThw der Sturmfluten vom 3. und 21. Januar 1976 infolge der verschiedenen Eindeichungsmaßnahmen an der Unterelbe nach den Ergebnissen der Modellversuche

Strecke	Veränderung der HThw gegenüber dem Ausgangszustand durch			
	Vordeichung Nordkehdingen (cm)	Eindeichung Krautsand (cm)	Eindeichung Haseldorf (cm)	Nordkehdingen + Krautsand + Haseldorf (cm)
Cuxhaven bis Ostemündung	+5 bis +10	±0	±0	+5 bis +10
Ostemündung bis Hamburger Hafen	+5 bis ±0	±0 bis +5	+5 bis +10	+10 bis +15
Hamburger Hafen bis Geesthacht	-5 bis ±0	±0 bis +5	±0 bis +10	+10 bis +15

4.5 Untersuchung extremer Sturmfluten

In dem „Gutachten zur Ermittlung der extremen Bedingungen für das Auftreten von Sturmfluten in der Unterelbe auf der Basis von Zeitreihenanalysen“ (PLATE, 1979) waren Sturmflutenkurven für Cuxhaven angegeben worden, wie sie – wenn auch mit geringer Wahrscheinlichkeit – unter extremen Bedingungen in der Zukunft möglich sind. Für zwei derartige Sturmfluten sollte im hydraulischen Modell der BAW untersucht werden, wie sie in der gesamten Unterelbe ablaufen und welche Scheitelwasserstände dabei im Hamburger Hafen auftreten werden. In Abb. 39 sind die auf der Basis von Zeitreihenanalysen konstruierten extremen Sturmflutenkurven I (HIST 1, nach PLATE) und II (HIST 2, nach PLATE) dargestellt, die beide denselben Scheitelwasserstand von PN +1085 cm in Cuxhaven haben. Die Kurve I entspricht in der Entwicklung des Flutastes der Sturmflut vom 3. 1. 1976, Kurve II der Sturmflut vom 21. 1. 1976.

Als Ergänzung zur Bestimmung der hypothetischen Sturmfluten nach PLATE (1979) wurde eine sehr hohe denkbare Sturmflut mit Hilfe des von Strom- und Hafenbau Hamburg eingeführten Sturmflutvorhersageverfahrens (WADI) nach SIEFERT (1968 u. 1977) berechnet. Dabei wurden die in den letzten 200 Jahren aufgetretenen ungünstigsten Windstauverhältnisse der Sturmflut vom 3./4. Februar 1825 zugrundegelegt und extreme Windstärken über mehrere Stunden in der Deutschen Bucht angenommen. Die Scheitelwerte in Cuxhaven wurden durch Überlagerung von Tide und Windstau errechnet. Auch diese Tidekurve, die im Ablauf der vom 21. 1. 1976 entspricht, ist auf Abb. 39 dargestellt. Ihre Entwicklung in der Unterelbe sollte ebenfalls im Modell untersucht werden.

Für die Untersuchungen wurde das Modell so gesteuert, daß sich am Modellpegel Cuxhaven jeweils die in Abb. 39 angegebenen Tidekurven I, II und WADI einstellen. Bei den

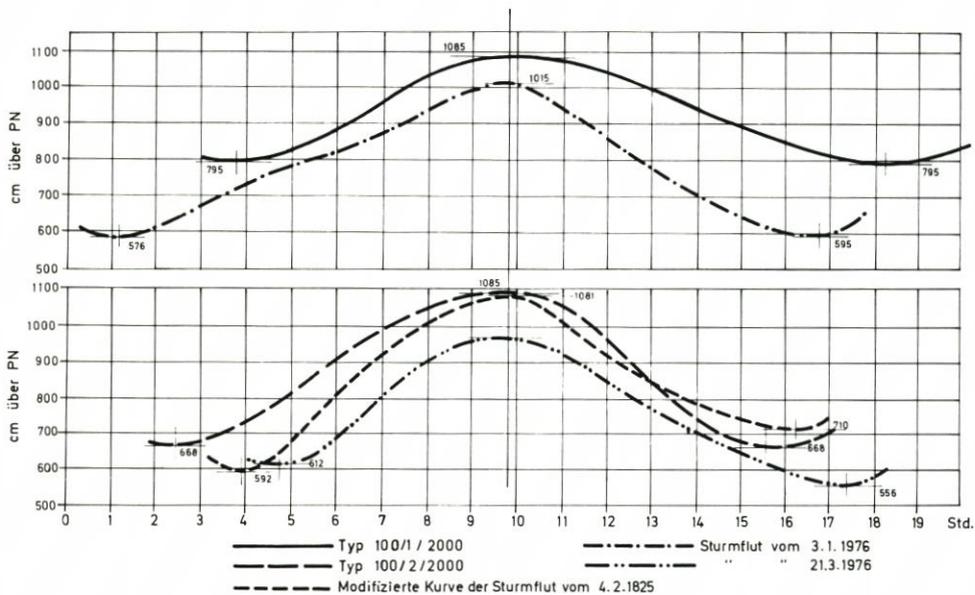


Abb. 39. Hypothetische extreme Tidekurven I und II sowie nach WADI für Cuxhaven und Tidekurven vom 3. 1. und 21. 1. 76

Versuchen mit der Tide I war im Modell die Rauheit eingebaut, wie sie mit Hilfe der Impulsstrahlen und der Pendelrauheit für die Sturmflut vom 3. 1. 76 ermittelt worden war, für die Tide II und die Tide nach WADI die Rauheit der Sturmflut vom 21. 1. 1976 (Abschn. 4.1). Bei den Versuchen mit den Tiden I und II betrug der Oberwasserzufluß $1600 \text{ m}^3/\text{s}$, bei der Sturmflut nach WADI $700 \text{ m}^3/\text{s}$. Die bereits fertiggestellten und die geplanten Vordeichungen zwischen Geesthacht und der Ostemündung waren im Modell eingebaut. Das Wehr Geesthacht und die Sperrwerke in den Nebenflüssen wurden bei den Versuchen entsprechend dem tatsächlichen Betrieb gelegt bzw. geschlossen.

In Tab. 20 sind die an den verschiedenen Pegeln der Unterelbe gemessenen Scheitelwasserstände für diese drei hypothetischen Sturmfluten zusammengestellt. Es sind außerdem die Scheitelwasserstände der Sturmflut vom 3. 1. 76 und die Differenzen zu diesen angegeben. Die größten Anhebungen der Scheitelhöhen um mehr als 1 m ergaben sich demnach bei dem Sturmfluttyp vom 3. 1. 76, während die Anhebungen bei den Sturmfluten des Typs vom 21. 1. 76 nur knapp 90 cm betragen, und zwar unabhängig von dem unterschiedlichen Oberwasserzufluß.

Außerdem sollte geprüft werden, ob bei den hypothetischen Sturmfluten bei dem Betrieb eines Sperrwerks in der Elbe bei Brokdorf wesentlich andere Ergebnisse zu erwarten sind als sie im Abschnitt 4.2 beschrieben wurden. Die Versuche wurden mit der hypothetischen Tide I und mit der nach WADI ermittelten Tide ausgeführt. Die Tide nach WADI hat gegenüber der hypothetischen Tide II einen steileren Anstieg im Flutast und den größeren Tidehub (Abb. 39). Beim Betrieb eines Sperrwerks sind daher bei dieser Tide ungünstigere Auswirkungen zu erwarten als bei der Tide II. Deshalb wurde auf Versuche mit der Tide II verzichtet. Für die Tide I liegt das T_{nw} bereits etwa bei $\text{PN} + 8,0 \text{ m}$. Nach den in den Abschnitten 3.2 und 4.2 beschriebenen Versuchen war bekannt, daß ein Schließen des Sperrwerks bei diesem Wasserstand mit hohen Oberwasserzuflüssen im Hamburger Hafengebiet zu Wasserständen führt, die über dem als kritisch angesehenen Wasserstand von $\text{PN} + 9,5 \text{ m}$ liegen. Daraus

Tabelle 20
 Scheitelwasserstände in der Unterelbe bei hypothetischen extremen Sturmfluten im Vergleich zu der
 Sturmflut vom 3. 1. 1976. Wasserstandangaben in cm über PN

Pegel	Sturmflut v. 3. 1. 1976	Sturmflut I	Δh [cm]	Sturmflut II	Δh [cm]	Sturmflut nach WADI	Δh [cm]
Cuxhaven	1010	1085	75	1085	75	1081	71
Otterndorf	1042	1105	63	1106	64	1099	43
Osteriff	1051	1116	65	1112	61	1102	51
Brunsbüttel	1046	1122	76	1118	72	1106	60
Brokdorf	1063	1156	93	1150	87	1137	74
Glückstadt	1077	1184	107	1169	92	1161	84
Kollmar	1084	1198	114	1174	90	1170	86
Stadersand	1102	1207	105	1187	85	1186	84
Schulau	1116	1227	111	1203	87	1204	88
Seemannshöft	1129	1234	105	1209	80	1209	80
St. Pauli	1145	1250	105	1224	79	1225	80
Schöpfstelle	1155	1253	98	1225	80	1232	77
Q_0 m ³ /s	500,0	1600,0	--	1600,0	--	700,0	--

ergab sich, daß nur noch die Untersuchungen bei zwei Schließzeitpunkten zu sinnvollen Ergebnissen führen würden:

1. Schließen bei T_{nw} der anlaufenden Sturmflut. Der Wasserstand entspricht etwa PN +8,0 m. Das Sperrwerk muß gegen den noch ablaufenden Ebbestrom geschlossen werden.
2. Schließen beim Kenterpunkt K_e . Der Wasserstand liegt etwa auf PN +8,30 m. Das Sperrwerk wird bei Stauwasser geschlossen.

Für die Tide nach WADI wurde mit dem Schließen des Sperrwerks beim Erreichen des Wasserstandes von PN +7,5 m begonnen. Wie bei den Versuchen nach Abschnitt 3.2 und 4.2 dauerte der Schließvorgang jeweils eine Stunde.

Durch den Betrieb des Sperrwerks wurden die Wasserstandsganglinien unmittelbar unterhalb und oberhalb des Sperrwerks in entsprechender Weise beeinflusst, wie es die Abbildungen 13 und 30 zeigen. Die bei den Versuchen mit den hypothetischen Sturmfluten I und nach WADI aufgetretenen maximalen Wasserstände unterhalb und oberhalb des Sperrwerks sowie die maximale Wasserstandsdifferenz am Sperrwerk sind in Tab. 21 zusammengestellt. Der kritische Wasserstand von PN +9,50 m im Hamburger Hafen wurde bei den

Tabelle 21

Maximale Wasserstandsänderungen und Wasserstandsdifferenzen beim Betrieb eines Sperrwerks bei Brokdorf für extreme hypothetische Sturmfluten

Tide	I		nach WADI
	bei K_e (PN +8,3 m)	bei T_{nw} (PN +8,0 m)	PN +7,5 m
max. Wasserstand [cm über PN]			
St. Pauli	945	902	850
Bunthaus	968	914	863
max. Aufstau des T_{hw} unterhalb des Sperrwerks [cm]	+45	+25	+55
max. Wasserstand unterhalb des Sperrwerks [cm über PN]	1192	1169	1183
max. Differenz am Sperrwerk [cm]	331	360	448
Oberwasserabfluß Q_o [m ³ /s]	1600	1600	700

Versuchen mit der Sturmflut I bei dem relativ hohen Oberwasserzufluß von 1600 m³/s nur knapp unterschritten. Der Anstieg des Sturmflutscheitels unterhalb des Sperrwerks war auch bei der Sturmflut nach WADI, die dem Typ der Sturmflut vom 21. 1. 76 entspricht, geringer

als bei den Versuchen mit der Sturmflut vom 21. 1. 76. Die maximale Wasserstandsdifferenz bei der Tide nach WADI ist wegen des frühen Schließzeitpunktes mit 4,48 m relativ groß. In Tab. 22 sind die Scheitelwasserstände in der Elbe zwischen Cuxhaven und Bunthaus für die untersuchten Betriebszustände bei den hypothetischen Sturmfluten I und nach WADI angegeben. Die Sperrwerksuntersuchungen mit den hypothetischen Sturmfluten hatten im Grundsatz keine von den in den Abschnitten 3.2 und 4.2 beschriebenen Untersuchungen abweichende Ergebnisse.

Tabelle 22

Scheitelwasserstände in der Elbe zwischen Cuxhaven und Bunthaus für die untersuchten hypothetischen extremen Sturmfluten bei Betrieb eines Sperrwerks bei Brokdorf. Wasserstandsangaben in cm über PN

Pegel	Sturmflut I		Tide nach WADI
	Beginn des Schließens bei		
	PN +8,3 m (K_e)	PN +8,0 m (T_{nw})	PN +7,5 m
Cuxhaven	1108	1096	1121
Otterndorf	1150	1115	1151
Osteriff	1149	1141	1155
Brunsbüttel	1160	1146	1161
Brokdorf	1190	1167	1181
Glückstadt	922	888	838
Kollmar	927	892	827
Stadersand	925	892	---
Schulau	927	898	832
Seemannshöft	926	892	826
St. Pauli	945	902	850
Schöpfstelle	960	904	874
Bunthaus	968	914	863

5. Schriftenverzeichnis

- BAW: Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau 1968-1969. Karlsruhe, 1970.
 BAW: Tätigkeitsbericht der Bundesanstalt für Wasserbau 1974-1975. Karlsruhe, 1976.
 BERNDT, D., GIESE, E., SCHWARZE, H. u. VOLLMERS, H.: Artificial roughness in physical models of estuaries for storm surges investigations. Proc. 17th ICCE Sydney, 1980, New York, 1981.
 Franzius-Institut: Kurzbericht über die Sturmflutuntersuchungen im Elbemodell von 1962 bis 1967. Hannover, Januar 1977, unveröfftl.
 KLINGE, W.: Betrachtung zu den Höhen der Deiche an Elbe und Weser. Die Küste, Jg. 10, H. 2, 1962.
 KRAMER, J., LIESE, R. u. LÜDERS, K.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
 PLATE, E.: Gutachten zur Ermittlung der extremen Bedingungen für das Auftreten von Sturmfluten in der Unterelbe auf der Basis von Zeitreihenanalysen. Teil A, Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse und Methoden. Karlsruhe, 1979, unveröfftl.

- ROHDE, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße. Mitt. d. Franzius-Inst. d. TU Hannover, H. 36, 1971.
- ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- SIEFERT, W.: Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve in Cuxhaven. Mitt. Franzius-Inst. d. TU Hannover, H. 30, 1968.
- SIEFERT, W.: Hamburger Sturmflutwarndienst (WADI) – Grundzüge des Vorhersageverfahrens. Hansa, Nr. 5, 1977.
- SINDERN, J. und GÖHREN, H.: Die Sturmfluten im Januar 1976 – Wasserstände und Tidekurven. Die Küste, H. 33, 1979.